



**République Algérienne Démocratique et Populaire**

**Ministère de l'enseignement Supérieur  
et de la Recherche Scientifique**

**Université de Tissemsilt**

**Faculté des Sciences et de la Technologie**

**Département des Sciences et de la Technologie**

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme

de Master académique en

Filière : **Génie Civil**

Spécialité : **Structures**

Présenté par :

- **Besri Maamar Rachid**
- **Loudjani Mhamed**

*Thème*

---

**Modélisation et analyse sismique d'une structure en béton armé avec  
la variation de type de contreventement**

---

Soutenu le 22/06/2022

**Devant le Jury :**

Ouazir Mansour	Président	MCB.	U. Tissemsilt
Bouderba Bachir	Encadreur	Prof.	U. Tissemsilt
Abdelhamid Abd elmalek	Co-Encadreur	MCA	U. Tissemsilt
Bouzriba Asma	Examinatrice	MCA	U. Tissemsilt

**Année universitaire : 2021-2022**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# Remerciements

*En premier lieu, nous remercions Allah tout puissant qui nous a donné la force d'achever ce travail.*

*En second, nos familles de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit d'un long cursus.*

*Nous tenons encore à remercier nos chers promoteurs :*

*M.Bouderba Bachir et M.Abdelhamid Abd elmalek qui ont le guide et l'exemple du sérieux dans le travail.*

*Nous remercions les membres du jury Mme.Bouzriba Asma et M.Ouazir Mansour qui ont accepté de juger notre travail.*

*Sans oublier tous les enseignants le long de notre chemin d'étude. Nos amis de nous avoir aidé.*

*Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail comme preuve de respect,*

*gratitude, et de reconnaissance à :*

*Les plus chères au monde, ma petite famille, qui n'ont  
jamais cessé de m'encourager et me soutenir, ils m'ont*

*beaucoup aidé tout au long de mon chemin.*

*Ma grande famille spécialement Nader Kerbiche.*

*Les enseignants de génie civil sans exception.*

*A toute la promotion 2022 spécialement :*

*Kheira, Abd elali, Tahar, Mon binôme MIDOU.*

*Mes meilleurs Amis : Youcef (et sa famille),*

*Kheireddine, Abd ellatif, abdelkader, abd elghani.*

*Rachid*

# *Dédicaces*

*Je remercie Allah le tout puissant de m'avoir  
Donné la force et le courage pour finir ce  
Modeste travail, Je dédie ce modeste travail*

*Au Les plus chères au monde :*

*Ma mère et mon père et mes sœurs.*

*A toute ma famille et Tous les amis et*

*Les enseignants du département De génie civil.*

*Une spéciale dédicace pour mes meilleurs Amis*

*Bekda kheira, madame khemmache, Abdelali, Tahar*

*Dr. Nidhal, Salah, Abdelghani*

*AbdelKader , Hichem*

*A mon binôme RACHID et sa famille.*

*Midou*

## Résumé

Les recherches menées sur les endommagements des constructions, causées par les séismes, ont montré que les structures contreventées par voiles présentaient un bon comportement vis-à-vis le séisme.

Ce travail, qui vise l'étude de l'influence de choix de système de contreventement sur la résistance et la stabilité d'une structure (RDC+ 5 étages) en béton armé, par l'analyse sismique et la modélisation des six modèles différents et la comparaison entre eux.

Mots clés : Endommagements, comportement, séismes, contreventement, modélisation.

## ملخص

أظهرت الأبحاث التي أجريت على أضرار البنايات التي تسببها الزلازل, أن الهياكل المدعمة بالجدران الخرسانية لها سلوك زلزالي جيد،

هذا العمل يهدف الى دراسة تأثير اختيار نظام الدعم على مقاومة واستقرار منشأة (طابق أرضي+ 5 طوابق علوية) مشيدة بالخرسانة المسلحة، وذلك عن طريق تحليل زلزالي ونمذجة لستة نماذج مختلفة والمقارنة بينهم، كلمات مفتاحية: أضرار، سلوك، زلازل، دعم، نمذجة.

## Abstract

The researches which had made on the buildings that caused by the earthquake proved that structures reinforced with concrete walls have a good earthquake behaviour.

This work els to the effect of the system of support and resist and stability of a building (ground floor + 5 higher floors ) reinforced concret structure , and that with an analysing an earthquake and modeling of six models and comparing with them.

Key words :Damage, behaviour, earthquake, support, modeling.

## Sommaire

Introduction générale.....	01
<b>Chapitre I : Généralités sur les systèmes de Contreventement</b>	
I.1. Introduction.....	03
I.2. Principe du contreventement.....	03
I.3 Objectifs de contreventement.....	03
I.4. Le rôle de contreventement .....	04
I.5 .Classification des contreventements.....	04
I.6.Les types de contreventement.....	06
I.6.1 .Contreventement horizontal (diaphragme) .....	06
I.6.2 .Les éléments de contreventement vertical .....	07
I.7.modes de Contreventement.....	08
I.7.1.Contreventement assuré par des portiques.....	08
I.7.2 .Contreventement assuré par pans rigides .....	08
I.7.3 .Contreventement avec voile en béton armé .....	08
I.7.4. Noyau de stabilité des immeubles-tours .....	09
I.7.5 .Contreventement par remplissage en maçonnerie .....	10
I.7.6. Contreventement Triangulé .....	10
I.7.7. Contreventement mixte .....	11
I.7.8 .Contreventement par colonnes inclinées .....	11
I.8. Choix du Contreventements .....	12
I.9. Conclusion .....	13
<b>Chapitre II : présentation de l'ouvrage et calcul des éléments</b>	
II.1. Introduction.....	16
II.2.Les différents acteurs du projet.....	16
II.3. Présentation de l'ouvrage .....	16
II.4. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites.....	23
II.4.1. Règlements de calcul utilisés .....	24
II.5. Evaluation des charges et des surcharges .....	24
II.5.1 Charges permanentes.....	24
II.5.1.1. Plancher à corps creux terrasse inaccessible .....	24

II.5.1.2. Plancher étage courants .....	25
II.5.1.3.Mur extérieur (double cloison) .....	26
II.5.1.4.Mur intérieur .....	26
II.5.1.5.Balcon .....	26
II.5.1.6.Escaliers .....	27
II.5.1.7.Acrotère .....	28
II.5.2. Charges d'exploitation.....	29
II. 5.2.1.Loi de dégression des charges d'exploitations.....	29
II.6. Pré-dimensionnement des éléments principaux.....	29
II.6.1. les poutres .....	29
II.6.2.Pré dimensionnement des poteaux .....	30
II.7.Pré dimensionnement du plancher .....	33
II.8.Étude de la dalle pleine .....	47
II.8.Calcul des éléments non structuraux .....	49
II.8.2.Etude de l'acrotère .....	49
II.9.Calcul des balcons .....	53
II.10.Étude d'escaliers .....	57
II.11.Conclusion .....	70

### **Chapitre III : Analyse statique et dynamique et étude des variantes**

III.1. Introduction.....	72
III.2. Présentation des systèmes de contreventement adoptés.....	72
III.3. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques.....	74
III.3.1. Méthode statique équivalente.....	74
III.3.2.Analyse modale spectrale.....	74
III.3.3. Méthode d'Analyse dynamique par accélérogrammes.....	74
III.3.4.Choix de la méthode.....	75
III.4.Présentation du logiciel ETABS V.9.6.0.....	75
III.4.1. Étapes de modélisation.....	75

III.4.2. Présentation de la vue de la structure.....	7
III.5. Choix de la disposition des voiles.....	79
III.6. Spectre de réponse RPA 99 Version 2003.....	80
III.7. Détermination des différents facteurs et coefficients selon RPA99 version 2003).....	81
III.7.1. Coefficient d'accélération « A ».....	81
III.7.2. Coefficient de comportement de la structure « R ».....	82
III.7.3. Facteur de qualité « Q ».....	82
III.7.4. Facteur d'amplification dynamique moyenne « D».....	82
III.7.5. Pourcentage d'amortissement critique « $\xi$ ».....	82
III.7.6. Le facteur de correction d'amortissement « $\eta$ ».....	82
III.7.7. La valeur de la période fondamentale « T».....	82
III.7.8. Le poids total de la structure «W».....	83
III.7.8.1. Détermination du poids total de la structure à partir du logiciel ETABS V.9.6.0.....	84
III.7.8.2. Discussions des résultats .....	86
III.8. Calcul de la force sismique.....	87
III.9. Vérification des Exigences du RPA99 Version 2003.....	87
III.9.1. Détermination et vérification de la période.....	88
III.9.1.1. Détermination de la période à partir de logiciel ETABS V.9.6.0.....	88
III.9.1.2. Vérification de la période (Art 4.2.4 RPA99 Version 2003).....	89
III.9.1.3. Discussions des résultats.....	89
III.9.2. Détermination et vérification de l'excentricité.....	91
III.9.2.1. Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS V.9.6.0.....	91
III.9.2.2. Vérification de l'excentricité (Art 4.3 RPA99 Version 2003).....	91
III.9.2.3 Discussions des résultats.....	94
III.9.3. Pourcentage de la participation de la masse modale (Art 4.3.4 RPA99 version 2003).....	96
III.9.3.1. Discussion des résultats.....	98
III.9.3.2. La vérification des modes.....	99
III.9.4. Détermination et vérification de l'effort tranchant (la force sismique).....	106
III.9.4.1. Détermination de l'effort tranchant (la force sismique) à partir du logiciel ETABS V.9.6.0.....	106
III.9.4.2. Vérification de l'effort tranchant (la force sismique) (Art 4.3.6 RPA99 Version 2003).....	106
III.9.4.3. Discussions des résultats.....	107
III.9.5. Détermination et vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux.....	108

III.9.5.1. Détermination des efforts normaux aux niveaux des poteaux par logiciel ETABS V.9.6.0.....	108
III.9.5.2 Vérification des efforts normaux (Art 7.1.3.RPA99 Version 2003).....	109
III.9.5.2. Discussions des résultats.....	111
III.9.6. Détermination et vérification des déplacements.....	112
III.9.6.1. Détermination des déplacements par le logiciel ETABS V.9.6.0.....	112
III.9.6.2 Vérification des déplacements relatifs (Art 5.10 RPA 99 version 2003).....	113
III.9.6.3. Discussions des résultats.....	117
III.9.7. Vérification de l'effet P-Delta.....	118
III.9.7.1. Détermination des valeurs par logiciel ETABS V.9.6.0.....	119
III.9.7.2. Vérification de l'effet P- $\Delta$ (Art 5.9 RPA99 Version2003).....	119
III.9.8. Vérification au renversement (Art 4.4.1 RPA99 Version2003).....	122
III.9.8.1. Sens longitudinal ( $L_x = 20,9$ m).....	122
III.9.8.2. Sens transversal ( $L_y = 10,95$ m).....	122
III.9.9. Justification de l'interaction voiles-portiques (Art 4.b RPA99Version 2003) .....	123
III.9.9.1. Charges verticales.....	123
III.9.9.2. Charge horizontal.....	123
III.10. Conclusion.....	124

## Liste des figures

### Chapitre I : Généralités sur les systèmes de Contreventement

Figure I -1 : Systèmes de contreventement.....	04
Figure I -2 : Les différents types des structures et leurs systèmes de contreventement.....	06
Figure I -3 : Schémas de distribution des efforts d'origine sismique .....	07
Figure I -4 : Contreventement par encastrement interne (portiques).....	08
Figure I - 5 : voile en béton armé.....	09
Figure I -6 : Noyau complété par des murs transversaux.....	09
Figure I - 7 : Contreventement par remplissage en maçonnerie.....	10
Figure I - 8 : Contreventement Triangulé.....	10
Figure I -9 : Structures « mixtes » portiques avec des voiles.....	11
Figure I - 10 : Bâtiment contreventé par des colonnes inclinées .....	11
Figure I - 11 : Nombre minimal d'éléments verticaux de contreventement.....	12
Figure I - 12 : Disposition des éléments de contreventement par rapport au centre de gravité des niveaux.....	13

### Chapitre II : présentation de l'ouvrage et calcul des éléments

Figure II.1 :Façade principale du bâtiment étudié.....	17
Figure II- 2 : Situation de l'ouvrage selon Google Earth.....	17
Figure II- 3 : Plan étage de la structure. ....	18
Figure II – 4 : Coupe transversale de la structure.....	19
Figure II- 5 : schéma de Plancher terrasse inaccessible.....	24
Figure II- 6 : Schéma d'un plancher d'étage courant.....	25
Figure II - 7 : Constituants d'un escalier. ....	27
Figure II - 8 : Schéma d'acrotère.....	28

Figure II - 9 : poutre principale. ....	30
Figure II - 10 : poutre secondaire.....	30
Figure II - 11 : Le poteau le plus sollicité.....	32
Figure II - 12 : Les constituants d'un plancher en corps creux.....	33
Figure II - 13 : Pré dimensionnement des poutrelles. ....	34
Figure II - 14 : Disposition des armatures de la table de compression .....	35
Figure II - 15 : schémas de la disposition des poutrelles.....	35
Figure II - 16 : Schémas statiques de type 2.....	37
Figure II - 17 : Diagramme des moments fléchissant.....	38
Figure II - 18 : Diagramme des efforts tranchants .....	38
Figure II - 19 : schéma de poutrelle.....	39
Figure II - 20 : La section de la poutrelle calculée (en T). ....	39
Figure II - 21 : Schéma de ferrailage des poutrelles de rives RDC, étages courant.....	45
Figure II - 22 : Schéma de ferrailage des poutrelles intermédiaires RDC, étages courant.....	45
Figure II - 23 : Schémas statiques des poutrelles. ....	45
Figure II - 24 : diagramme des moments à ELU. ....	46
Figure II - 25 : diagramme Efforts tranchants à ELU. ....	46
Figure II - 26 : Schéma de ferrailage des poutrelles (Terrasse).....	47
Figure II - 27 : Panneau de dalle le plus sollicité. ....	47
Figure II - 28 : Schéma ferrailage du panneau de la dalle pleine.....	48
Figure II - 29 : Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.....	49
Figure II - 30 : Section d'acrotère à ferrailer.....	50
Figure II - 31 : Schéma de ferrailage d'acrotère. ....	53
Figure II - 32 : Schéma représente type de balcon. ....	53
Figure II - 33 : Schéma représente le type de balcon. ....	54
Figure II - 34 : Schéma de ferrailage du balcon. ....	57
Figure II - 35 : Les éléments d'une volée d'escalier. ....	57
Figure II - 36 : Vu en plan de l'escalier.....	58

Figure II - 37 : Schéma statique de l'escalier.....	58
Figure II - 38 : Schéma statique des charges de l'escalier.....	60
Figure II – 39 : Section d'escalier à ferrailer.....	61
Figure II - 40 : ferrailage de l'escalier .....	65
Figure II - 41 : Diagramme du moment pour la poutre palière.....	66
Figure II - 42 : La poutre palière à la torsion.....	69
Figure II - 43 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	70

### Chapitre III : Analyse statique et dynamique et présentation et interprétation des résultats

Figure III-1 : La vue en plan.	75
Figure III-2 : La vue en 3D « système I- modelé I-1 ».....	76
Figure III-3 : La vue en 3D « système I- modèle I-2 ».....	76
Figure III-4 : La vue en 3D « système II - modèle II-1 ».....	77
Figure III-5 : La vue en 3D « système II - modèle II-2 ».....	77
Figure III-6 : La vue en 3D « système II - modelé II-3 ».....	78
Figure III-7 : La vue en 3D « système III- modelé III -1 ».....	78
Figure III-8 : La disposition des voiles N°:1 « système II - modèle II-1 ».....	79
Figure III-9 : La disposition des voiles N°: 2« système II - modèle II-2 » et La disposition des voiles N°: 3 « système II -modèle II-3, on garde la disposition 2 mais sans continuité des voiles en élévation dans les deux derniers étages ».....	79
Figure III-10 : La disposition des voiles N°:4 « système III- modelé III -1».....	80
Figure III-11 : Spectre de Réponse selon RPA 99 Version 2003.....	81
Figure III-12 : Système brochette.....	85
Figure III-13 : Le poids total de différents modèles.....	86
Figure III-14: La période de différents modèles.....	90
Figure III-15 : Variation de la période de différents modèles.....	90
Figure III-16 : L'excentricité maximale des modèles sens X-X.....	95
Figure III-17 : L'excentricité maximale des modèles sens Y-Y.....	95
Figure III-18 : Mode 1 de système I-Modèle I-1 (Rotation).....	99
Figure III-19 : Mode 2 de système I- Modèle I-1 (Translation Y-Y).....	99
Figure III-20 : Mode 3 de système I- Modèle I-1 (Translation X-X).....	99
Figure III-21 : Mode 1 de système I-Modèle I-2 (Rotation).....	100
Figure III-22 : Mode 2 de système I-Modèle I-2 (Translation Y-Y).....	100

Figure III-23 : Mode 3 de système I-Modèle I-2 (Translation X-X).....	100
Figure III-24 : Mode 1 de système II-Modèle II-1 (Translation Y-Y).....	101
Figure III-25 : Mode 2 de système II-Modèle II-1 (Translation X-X).....	101
Figure III-26 : Mode 2 de système II-Modèle II-1 (Rotation).....	101
Figure III-27 : Mode 1 de système II-Modèle II-2 (Translation X-X).....	102
Figure III-28 : Mode 2 de système II-Modèle II-2 (Translation Y-Y).....	102
Figure III-29 : Mode 3 de système II-Modèle II-2 (Rotation).....	102
Figure III-30 : Mode 1 de système II-Modèle II-3 (Translation X-X).....	103
Figure III-31 : Mode 2 de système II-Modèle II-3 (Translation Y-Y).....	103
Figure III-32 : Mode 3 de système II-Modèle II-3 (Rotation).....	103
Figure III-33 : Mode 1 de Système III - Modèle III-1 (Rotation).....	104
Figure III-34 : Mode 2 de Système III - Modèle III-1 (Translation Y-Y).....	104
Figure III-35 : Mode 3 de Système III - Modèle III-1 (Rotation).....	104
Figure III-36 : l'effort tranchant dans le sens X-X.....	108
Figure III-37 : l'effort tranchant dans le sens Y-Y.....	108
Figure III-38 : Les efforts normaux maximaux.....	111
Figure III-39 : Les déplacements en terme des étages sens X-X.....	117
Figure III-40: Les déplacements en terme des étages sens Y-Y.....	118

## Liste des tableaux

### Chapitre II : présentation de l'ouvrage et calcul des éléments

Tableau II- 1 : système constructif adopté.....	20
Tableau II -2 : Résistance caractéristique à la compression .....	22
Tableau II- 3 : Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites.....	23
Tableau II- 4 : Charge et surcharge du plancher terrasse.....	25
Tableau II- 5 : Charge et surcharge des étages courants, R.D.C.....	25
Tableau II- 6 : Charge et surcharge des murs extérieurs.....	26
Tableau II- 7 : Charge et surcharge des murs intérieurs.....	26
Tableau II- 8 : évaluations des charges de balcon.....	26
Tableau II- 9 : Évaluations des charges de Paillasse.....	27
Tableau II- 10 : Évaluations des charges de Palier.....	28
Tableau II- 11 : Dégression des charges d'exploitations.....	29
Tableau II-12 : Pré-dimensionnement des poutres.....	29
Tableau II- 13 : L'effort normal ultime $N_u$ selon les règles du B.A.E.L91.....	31
Tableau II- 14 : Pré dimensionnement des poteaux.....	33
Tableau II- 15 : Les différents types de poutrelles.....	36
Tableau II- 16 : Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles RDC, Etage courant.....	39
Tableau II- 17 : Vérification des compressions.....	43
Tableau II- 18 : Calcul des moments d'inertie après fissuration.....	44
Tableau II - 19 : les valeurs de la flèche correspondantes. ....	44
Tableau II - 20 : les résultats de calcul. ....	46
Tableau II- 21 : calcule des moments.....	47
Tableau II- 22 : Calcul des sollicitations .....	50
Tableau II- 23 : Calcul de ferrailage de balcon.....	54

Tableau II- 24 : Calcul les efforts tranchants de l'escalier.....	60
Tableau II- 25 : Calcul de ferrailage d'escalier en travée.....	61
Tableau II- 26 : Calcul de ferrailage d'escalier sur appuis.....	62
Tableau II- 27 : Calcul de ferrailage de la poutre palière en travée.....	66
Tableau II- 28 : Calcul de ferrailage de la poutre palière sur appuis.....	67
Tableau II- 29 : Vérification des différentes conditions (poutre palière) .....	67

### **Chapitre III : Analyse statique et dynamique et présentation et interprétation des résultats**

Tableau III-1 : Présentation des systèmes de contreventements adoptés « Système I ».....	72
Tableau III-2 : Présentation des Systèmes de contreventements adopté « Système II ».....	73
Tableau III-3 : Présentation des Systèmes de contreventements adopté « Système III ».....	74
Tableau III-4 : Les données à introduire dans le logiciel spectre.....	80
Tableau III-5 : Valeurs de la pénalité $P_q$ .....	82
Tableau III-6 : valeurs des poids cumuls et poids d'étage « système I ».....	84
Tableau III-7 : valeurs des poids cumuls et poids d'étage « système II ».....	84
Tableau III-8 : valeurs des poids cumuls et poids d'étage « système III ».....	85
Tableau III-9 : Le poids total de la structure.....	86
Tableau III-10 : La force sismique $V_x$ ; $V_y$ .....	87
Tableau III-11 : Détermination de la période par le logiciel ETABS.....	88
Tableau III-12 : Vérification de la période.....	89
Tableau III-13 : Vérification de l'excentricité « Système I-modèle 1».....	91
Tableau III-14 : Vérification de l'excentricité «Système I-modèle 2».....	92
Tableau III-15 : Vérification de l'excentricité «Système II-modèle 1».....	92
Tableau III-16 : Vérification de l'excentricité «Système II-modèle 2».....	93
Tableau III-17 : Vérification de l'excentricité «Système II-modèle 3».....	93
Tableau III-18 : Vérification de l'excentricité «Système III - Modèle III-1».....	94
Tableau III-19 : Pourcentage de la participation de la masse modale «Système I-modèle 1».....	96
Tableau III-20 : Pourcentage de la participation de la masse modale «Système I-modèle 2».....	96
Tableau III-21 : Pourcentage de la participation de la masse modale «Système II-modèle 1».....	96
Tableau III-22 : Pourcentage de la participation de la masse modale «Système II-modèle 2».....	97
Tableau III-23 : Pourcentage de la participation de la masse modale «Système II-modèle II-3».....	97
Tableau III-24 : Pourcentage de la participation de la masse modale «Système III-Modèle III-1».....	98
Tableau III-25 : Pourcentage de la participation de la masse modale de tous les modèles.....	99

Tableau III-26 : La vérification des modes « système I ».....	105
Tableau III-27 : La vérification des modes « système II ».....	105
Tableau III-28 : La vérification des modes «Système III ».....	105
Tableau III-29 : L'effort tranchant à la base.....	106
Tableau III-30 : Vérification des efforts tranchant (la force sismique).....	107
Tableau III-31 : Vérification des efforts normaux « Système I-Modèle I-1 ».....	109
Tableau III-32 : Vérification des efforts normaux « Système I-Modèle I-2 ».....	109
Tableau III-33 : Vérification des efforts normaux « Système II-Modèle II-1 ».....	109
Tableau III-34 : Vérification des efforts normaux « Système II-Modèle II-2 ».....	110
Tableau III-35 : Vérification des efforts normaux « Système II-Modèle II-3 ».....	110
Tableau III-36 : Vérification des efforts normaux « Système II-Modèle III-1 ».....	110
Tableau III-37 : Les efforts normaux maximaux.....	111
Tableau III-38 : Les déplacements selon x-x et y-y« système I».....	112
Tableau III-39 : Les déplacements selon x-x et y-y« système II».....	112
Tableau III-40 : Les déplacements selon x-x et y-y «Système III».....	113
Tableau III-41 : Vérification des déplacements relatifs selon x-x « système I-modèle I-1 ».....	113
Tableau III-42 : Vérification des déplacements relatifs selon y-y « système I-modèle1 ».....	113
Tableau III-43 : Vérification des déplacements relatifs selon x-x « système I-modèle2 ».....	114
Tableau III-44 : Vérification des déplacements relatifs selon y-y « système I-modèle 2 ».....	114
Tableau III-45 : Vérification des déplacements relatifs selon x-x « système II-modèle1 ».....	114
Tableau III-46 : Vérification des déplacements relatifs selon y-y « système II-modèle1 ».....	115
Tableau III-47 : Vérification des déplacements relatifs selon x-x « système II-modèle 2 ».....	115
Tableau III-48 : Vérification des déplacements relatifs selon y-y « système II-modèle 2 ».....	115
Tableau III-49 : Vérification des déplacements relatifs selon x-x « système II-modèle 3 ».....	116
Tableau III-50 : Vérification des déplacements relatifs selon y-y « système II-modèle 3 ».....	116
Tableau III-51 : Vérification des déplacements relatifs selon y-y « système III -modèle 1».....	116
Tableau III-52 : Vérification des déplacements relatifs selon y-y « système III -modèle 1».....	117
Tableau III-53 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ « Système I-Modèle I-1 ».....	119
Tableau III-54 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ «Système I-Modèle I-2 ».....	120
Tableau III-55 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ «Système II-Modèle II-1 ».....	120
Tableau III-56 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ «Système II-Modèle II-2 ».....	120
Tableau III-57 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ «Système II-Modèle II-3 ».....	121
Tableau III-58 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ «Système III- Modèle III-1 ».....	121
Tableau III-59 : Vérification au renversement au sens longitudinal.....	122
Tableau III-60 : Vérification au renversement au sens transversal.....	122

## Notations et symboles

Symboles	Signification
E.L.S	État Limite De Service ;
E.L.U	État Limite Ultime ;
$C^{te}$	Valeur Constance ;
$A_s$	Section D'aciers ;
$A_s'$	Section D'aciers Comprimés ;
$A_{max}, A_{min}$	Section D'acier Maximale Et Minimale ;
A.N	Axe Neutre ;
$A_s$	Armatures Supérieures ;
$A_t$	Section D'un Cours D'armatures Transversales ;
$B_r$	Section Réduite ;
$B_o$	Section Homogène Totale ;
$E_s$	Module D'élasticité ;
$F_{bc}$	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton ;
G	Action Permanente ;
$I_o$	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène ;
$M_a$	Moment Sur Appuis ;
$M_{Ser}$	Moment Fléchissant A L'E.L.S ;
$M_U$	Moment Fléchissant A L'E.L.U ;
$M_{\acute{a}x}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé ;
$M_{oy}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A $l_y$ ;
$N_{Ser}$	Effort Normal De Service ;
$N_u$	Effort Normal Ultime ;
$P_{Ser}$	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S ;
$P_u$	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U ;
$V_u$	Effort Tranchant A L'E.L.U ;
A	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale ;
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau ;
B	Largeur D'une Table De Compression ;
$b_o$	Largeur d'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T ;

$b_1$	Largeur d'une aile de tension en T ;
$d$	Hauteur utile d'une section ;
$e_0$	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton ;
$f_{cj}$	Résistance caractéristique du béton à la compression à j- jours ;
$f_{c28}$	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours ;
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier ;
$f_{tj}$	Résistance conventionnelle à la traction du béton à j- jours ;
$f_{t28}$	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 jours ;
$h$	Hauteur totale d'une section ;
$h_0$	Hauteur d'une table de compression ;
$i$	Rayon de giration ;
$l_a$	Portée d'ancrage ;
$l_f$	Longueur de flambement ;
$l_i$	Portée de travée ;
$l_r$	Longueur de recouvrement ;
$l_s$	Longueur de scellement ;
$l_o$	Longueur fictive ;
$\eta$	Coefficient d'équivalence ;
$S_t$	Espacement des armatures transversales ;
$\mathcal{E}_{bc}$	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé ;
$\mathcal{E}_s$	Allongement relatif des aciers tendus ;
$\mathcal{E}_{sc}$	Raccourcissement relatif des aciers comprimé ;
$\mathcal{E}_{st}$	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul $(f_e / \gamma_s)$ ;
$\pi$	Coefficient de fissuration ;
$\lambda$	Élancement géométrique ;
$\mu$	Coefficient de frottement acier /béton ;
$\nu$	Coefficient de poisson ; effort normal réduit ;
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression du béton ;

$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S ;
$\sigma_s$	Contrainte de traction de l'acier,
$\tau_{SU}$	Contrainte d'adhérence limite ;
$\tau_U$	Contrainte tangentielle conventionnelle ;
$\phi$	Diamètre d'une barre ;
$\phi_l$	Diamètre d'une barre longitudinale ;
$\phi_t$	Diamètre d'une barre transversale ;
$\psi, \psi'$	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes ;
$\psi_s$	Coefficient de scellement ;

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

---

## **Introduction générale :**

Les contreventements sont l'ensemble des éléments structuraux permettant d'assurer la stabilité d'un ouvrage vis-à-vis des sollicitations horizontales. Ce sont des éléments essentiels dans la conception d'un ouvrage parasismique. Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. Pour cela les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le projet qui nous a été confié consiste à une modélisation et une analyse sismique d'un bâtiment (RDC+5 étages) en béton armé assuré par trois variantes de systèmes de contreventement, chaque variante contient des modèles différents :

- Système I : système en portiques auto stables en béton armé (deux modèles) ;
- Système II : Système mixte assuré par des voiles et des portiques (trois modèles) ;
- Système III : Système contreventé par noyaux en béton armé (un seule modèle) ;

L'objectif du présent travail est de montrer l'influence du choix de système de contreventement sur la stabilité d'un bâtiment en béton armé.

## **Problématique :**

- Est-ce que la structure en portiques auto-stables pourrait à elle seule assurée la stabilité de l'ouvrage ?
- Si non, quel type de contreventement optimal faut-il choisir ?

## **Organisation du mémoire :**

Pour discuter la problématique, nous avons structuré notre mémoire en trois chapitres organisés comme suit :

- Dans un 1<sup>er</sup> chapitre des généralités sur les différents types de contreventement ont été citées ;
- Le 2<sup>ème</sup> chapitre a été consacré sur une présentation de l'ouvrage et le calcul des différents éléments de la structure ;
- Le 3<sup>ème</sup> chapitre s'intéresse à l'analyse statique et dynamique et étude des six modèles de contreventements suscités à l'aide du logiciel ETABS.

Enfin une conclusion général qui portera sur l'effet du changement des types de contreventements et leurs influence sur le comportement sismique d'un bâtiment en béton armé.

# CHAPITRE I

---

## Généralités sur les systèmes de contreventement

## I.1. Introduction

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (Par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (Flambage ou déversement)

Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci, soit contreventé selon au moins 3 plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal ; on distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations), des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts) [1].

## I.2. Principe du contreventement

Tous les niveaux d'une structure doivent être contreventés, y compris le niveau des combles. Une construction parasismique devrait comporter au moins deux éléments de contreventement par niveau dans chaque direction principale. Il est cependant préférable d'utiliser un nombre d'éléments plus élevé afin de mieux répartir les charges horizontales.

La redondance devient une nécessité dans le cas des bâtiments de grandes dimensions horizontales. Concevoir un contreventement conformément aux lois de la statique ne suffit pas pour assurer à la construction un bon comportement sous charges dynamiques.

Afin d'optimiser ce comportement on doit conférer à la construction sensiblement la même rigidité dans les directions transversales et longitudinales. La faiblesse du contreventement longitudinal, observée souvent dans les immeubles-barres en raison d'une faible exposition au vent dans cette direction, peut donner lieu à des dommages graves en cas de séisme [2].

## I.3. Objectifs de contreventement

Le contreventement a donc principalement pour objet [3] :

- D'assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De rigidifier les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et aux équipements.

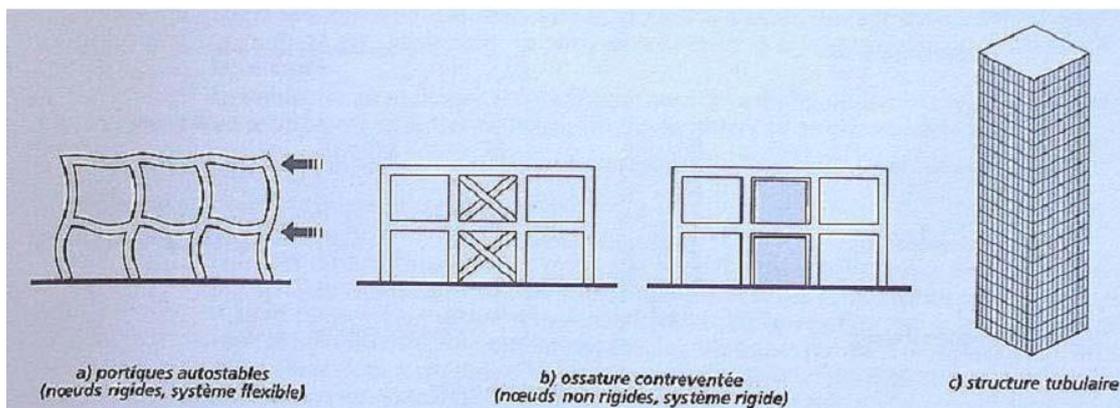


Figure I -1 : Fonctionnement d'un système de contreventement [4].

### I.4. Le rôle de contreventement [5]

- L'aptitude à acheminer les charges horizontales aux fondations (Continuité).
- L'aptitude à éviter à la structure de se ruiner (Rigidité).
- Plus encore il doit limiter la déformation de la structure pour que cette dernière reste dans une fourchette acceptable définie par les normes et règlements en vigueur (Compatibilité).

### I.5. Classification des systèmes de contreventements selon RPA99 version 2003 [6]

#### I.5 .1 Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide (Article 3.4.1.a)

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques), leur usage est limité par la réglementation (RPA) : Zone IIb et III : le nombre de niveaux est limité à 3 ou 11m de hauteur. Zone IIa : le nombre de niveaux est limité à 4 ou 14m de hauteur Zone I : le nombre de niveaux est limité à 5 ou 17m de hauteur.

#### I.5.2 Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie, rigide (article3.4.1.b)

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs en maçonnerie de petits éléments insérés dans le cadre poteaux-poutres dont l'épaisseur ne dépasse pas 10 cm. Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser :

En zone III : 2 niveaux ou 8m de hauteur ;

En zone IIb : 3 niveaux ou 11m de hauteur ;

En zone IIa : 4 niveaux ou 14m de hauteur ;

En zone I : 5 niveaux ou 17m de hauteur.

### **I.5.3. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en B.A (article3.4.2)**

Dans ce cas le système est constitué de voiles uniquement ou de voile et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

### **I.5.4. Structure a ossature en B.A contreventée entièrement par noyau en B.A (article3.4.3)**

Le bâtiment est dans ce cas-là contreventé entièrement par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal.

### **I.5.6.Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (article3.4.4.a)**

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

### **I.5.7.Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé (article3.4.4.b)**

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIb et III, il ya lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global. Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33m au maximum.

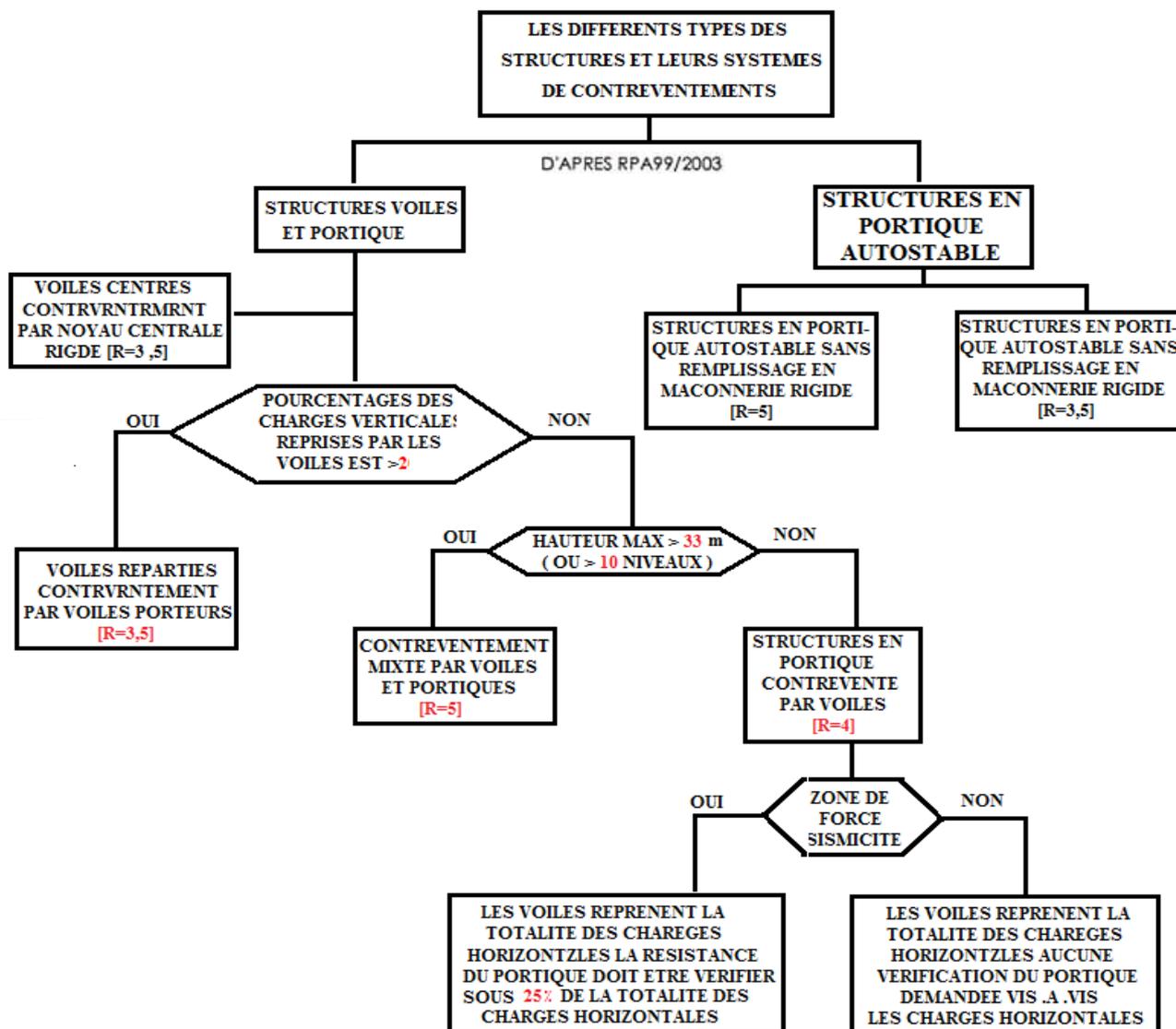


Figure I -2 : Les différents types des structures et leurs systèmes de contreventement [7].

### I.6. Les types de contreventement

Dans le cas d’une construction parasismique, le contreventement comporte obligatoirement deux familles d’éléments pour permettent d’assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure :

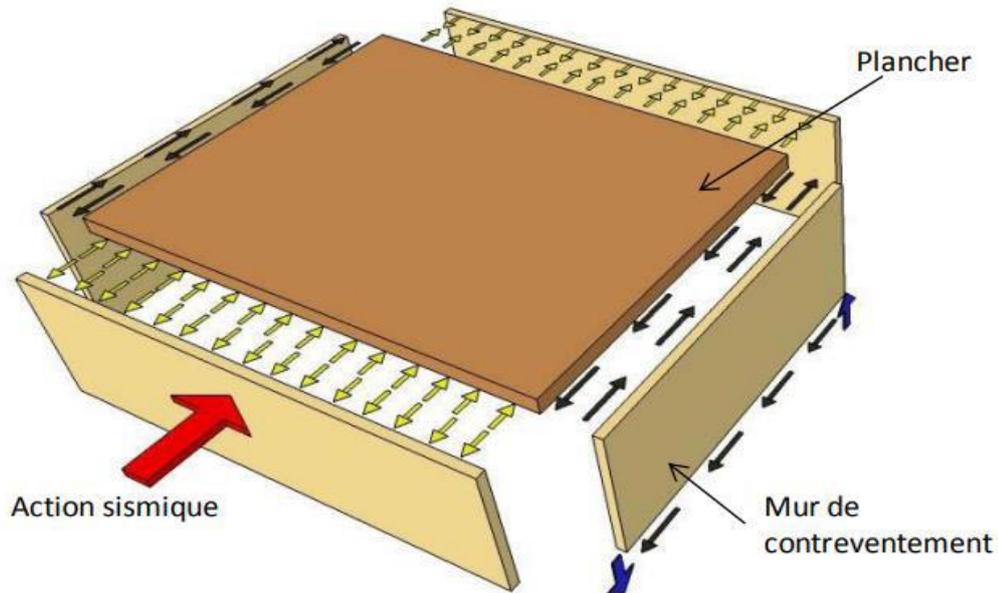
- Contreventement horizontal (diaphragme) ;
- Contreventement vertical (portiques, murs, etc...).

#### I.6.1. Contreventement horizontal (diaphragme)

Le contreventement horizontal est réalisé généralement par des dispositions constructives au niveau des planchers et de la toiture. Il est assuré soit par la création d’un diaphragme, soit par la réalisation de poutres au vent généralement obtenues par triangulation.

Les diaphragmes ont pour fonctions de [8] :

- Transmettre les efforts horizontaux aux éléments de contreventement verticaux par cisaillement ;
- Raidir le bâtiment dans son ensemble et ainsi prévenir le déversement des éléments porteurs verticaux.



**Figure I-3 :** Schémas de distribution des efforts d'origine sismique d'un bâtiment composé diaphragme et des murs de contreventement [8].

### I.6.2. Les éléments de contreventement vertical

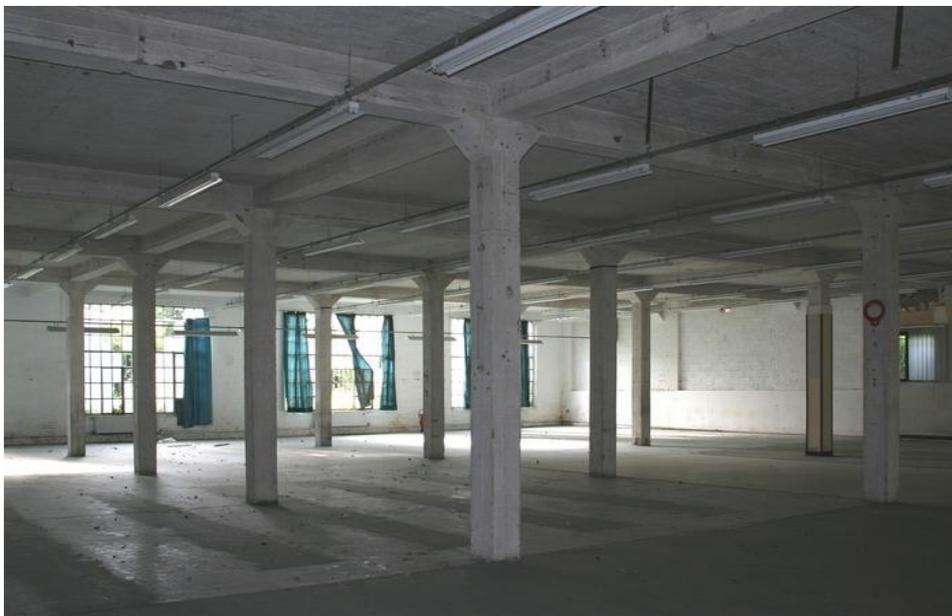
Le contreventement vertical est conçu pour résister aux charges horizontales. Il existe deux grands principes pour réaliser le contreventement vertical :

- Structures auto stables : les descentes de charges dynamiques horizontales passent par les mêmes éléments de structure que les charges statiques verticales (murs, coques, treillis tridimensionnels, portiques croisés...).
- Structures contreventées : les descentes de charges horizontales passent par des dispositifs spécifiques (contreventements triangulés par exemple...).

### I.7. Modes de contreventement

#### I.7.1. Contreventement assuré par des portiques

Les structures en béton armé contreventés par portiques autos-tables sont relativement répandues dans les constructions courantes de bâtiment.



**Figure I -4 :** Contreventement par encastrement interne (portiques) [8].

#### I.7.2. contreventement assuré par pans rigides

La rigidité des pans de contreventement peut être assurée [9] :

- Soit par des triangulations en béton armé ;
- Soit par des voiles en béton armé ;
- soit éventuellement par des remplissages en maçonnerie de résistance suffisante entre éléments (poteaux et poutres) de l'ossature en béton armé.

#### I.7.3. contreventement avec voile en béton armé

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue ; très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux. Ils assurent ainsi, dans des conditions économiques, à la fois la transmission des charges de pesanteur et le contreventement dans la direction transversale des bâtiments ; cet avantage est évidemment surtout marqué pour les entreprises équipées d'un matériel de coffrage approprié : banches et coffrages-tunnels [9].



**Figure I - 5 : Voile en béton armé [3].**

### I.7.4. Noyau de stabilité des immeubles-tours

La stabilité des immeubles-tours à usage d'habitation et surtout de bureaux est très souvent assurée par un ouvrage situé en partie centrale, constitué par des parois verticales, en voiles de béton armé, disposées suivant des plans orthogonaux, et par les planchers. Cet ensemble trouve le plus souvent sa place dans la zone où sont rassemblées les circulations verticales (ascenseurs et escaliers de secours) et des locaux annexes ne recevant pas la lumière naturelle (salles de bains, toilettes, vestiaires, archives, etc.) [9].

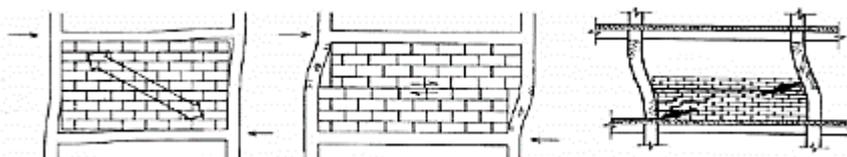


**Figure I - 6 : Noyau complété par des murs transversaux [3].**

### I.7.5. Contreventement par remplissage en maçonnerie

La solution consistant à assurer le contreventement par des remplissages en maçonnerie de résistance suffisante est plus spécialement à retenir dans le cas de bâtiments comportant un nombre limité d'étages. Il faut évidemment être certain que les maçonneries en cause ne sont pas appelées à disparaître ou à être modifiées (perçement ultérieur d'ouvertures) ; Cette condition est en général réalisée pour certains murs de cages d'escaliers, de séparation entre logements ou entre corps de bâtiment au droit des joints, ou de pignons. il n'existe pas de méthode de calcul de caractère réglementaire permettant de déterminer les contraintes dans les panneaux de maçonnerie sous l'action des forces horizontales appliquées aux niveaux des planchers. Quelques essais ont bien été effectués tant en France qu'à l'étranger, mais ils ont été limités à certains types d'ossatures et de remplissage.

On est conduit à considérer dans les panneaux des diagonales comprimées fictives, dont on se fixe la largeur par des considérations de bon sens et dont on vérifie que la contrainte Reste inférieure aux valeurs normalement admissibles pour les maçonneries en cause.



**Figure I - 7 :** Contreventement par remplissage en maçonnerie [9].

### I.7.6. Contreventement Triangulé

Les travées triangulées sont des systèmes de contreventement assez rigides. Elles peuvent être constituées de : Barres en diagonale, en V, en X ou autres.



**Figure I - 8 :** Contreventement Triangulé [8].

### I.7.7. Contreventement mixte

Un contreventement mixte est une combinaison de 2 types de contreventement choisis parmi certains de ceux définis précédemment. Il comprend des portiques ou des cadres auto couplés avec, soit des voiles, soit des palées triangulées en X, soit des palées triangulées en V, ou se rapprochant du V.

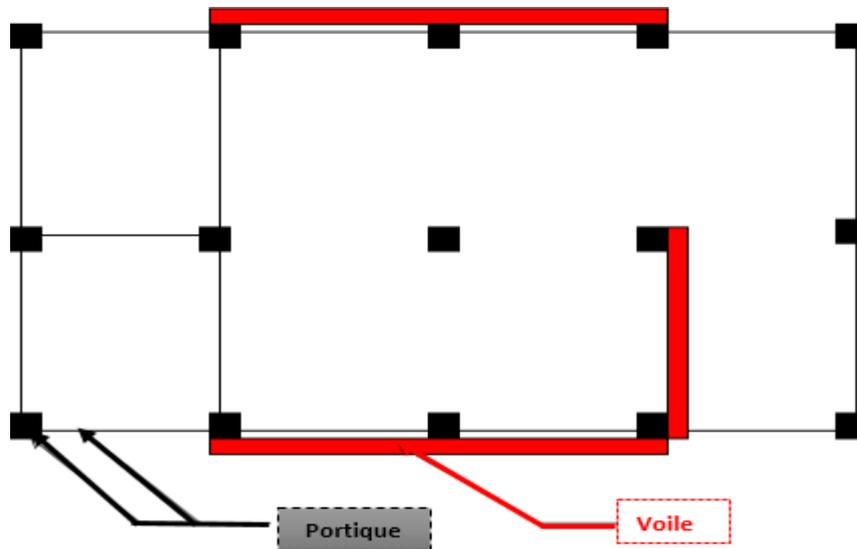


Figure I - 9 : Structures « mixtes » portiques avec des voiles [10].

### I.7.8. Contreventement par colonnes inclinées



Figure I -10 : Bâtiment contreventé par des colonnes inclinées [11].

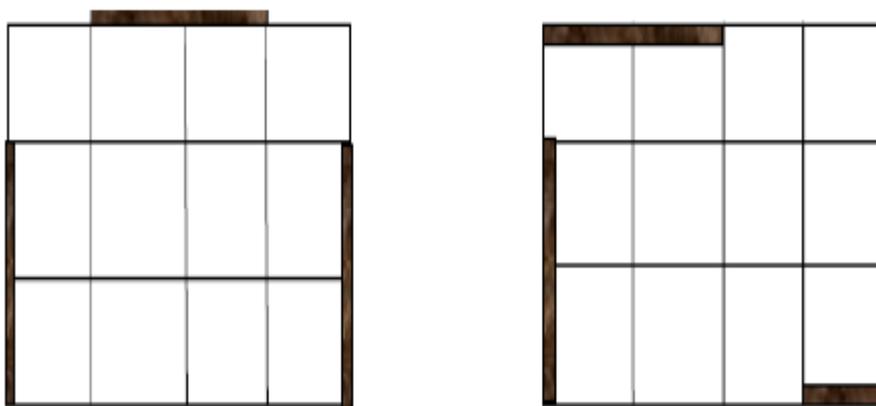
### I.8.Choix du contreventement

Le contreventement vertical par voiles devrait répondre à des critères spécifiques tels que leur nombre ;

- Leur disposition ;
- Leur distribution verticale.

#### I.8.1.Nombre d'éléments de contreventement

Le nombre d'éléments de contreventement doit être tel que sous l'action sismique, leurs Résistances ne soient pas dépassées ni que leur déplacements soient excessifs. Lorsque les Planchers et les toitures peuvent être considérés comme parfaitement rigides dans leur plan, théoriquement, il suffit de trois éléments de contreventement par niveau, à condition qu'ils soient non concourants et non parallèles.



**Figure I - 11** : Nombre minimal d'éléments verticaux de contreventement [1].

Il est cependant nettement préférable d'en utiliser un nombre plus élevé (système Hyperstatique) afin de :

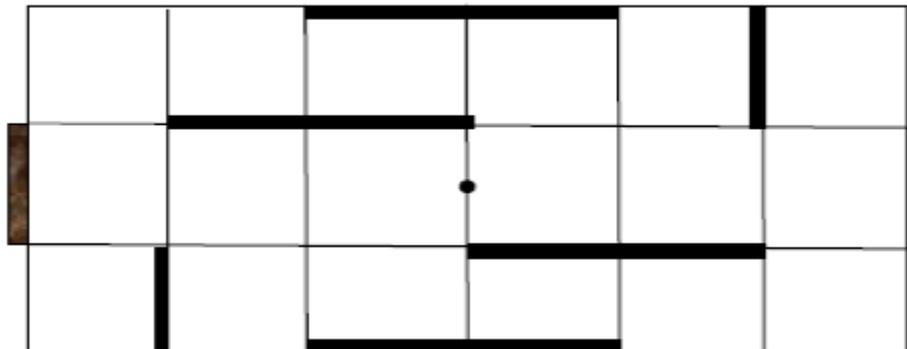
- répartir les charges horizontales sur plusieurs éléments ;
- éviter la flexibilité, dans le plan, des planchers de grandes longueurs ;
- palier avec éventuelles défaillances locales des éléments affaiblis.

#### I.8.2.Dispositions des éléments verticaux de contreventement

D'une manière générale, ces éléments devraient apporter à la construction sensiblement la même rigidité dans les directions transversale et longitudinale. Afin de constituer un système de contreventement efficace, ils devraient être :

- Les plus larges possible, courant éventuellement sur plusieurs travées. Les éléments étroits sont soumis à des efforts élevés, donnant lieu à des déformations importantes.
- Disposés symétriquement par rapport au centre de gravité du niveau (**Figure I - 12**).

Dans le cas d'une distribution asymétrique des éléments de contreventement, la construction est soumise, par le vent et les séismes, à des efforts supplémentaires dus à la torsion d'axe vertical.



**Figure I - 12 :** Disposition des éléments de contreventement par rapport au centre de gravité des niveaux [1].

- Étendre les voiles jusqu'aux points d'appuis pour mobiliser les charges verticales stabilisantes ;
- Préférer les éléments plans (aux éléments non-plans).

### I.8.3. Distribution des éléments verticaux de contreventement

La distribution doit être régulière, les voiles seront de préférence superposées afin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien en translation qu'en torsion.

### I.8.4. Conditions générales à respecter dans le choix du contreventement [12]

- Continuité ;
- Symétrie ;
- Distribution rationnelle des masses ;
- Homogénéité et partition en sous structures.

### I.9. Conclusion

Les contreventements sont des éléments structuraux conçus pour reprendre les efforts sismiques dans la structure et les transmettre au sol. Par conséquent le choix du type de contreventement dépend de la nature de la structure et des caractéristiques dynamiques du site (notamment le type de sol). Par rapport à d'autres systèmes constructifs tels que les portiques, les structures à voiles en béton armé présentent particulièrement en zone sismique plusieurs avantages :

- Leur présence limite les déplacements latéraux,
- Leur rigidité permet de protéger les éléments non-structuraux et quelques poteaux existants,
- Leur présence permet d'éviter le problème posé par la réalisation des nœuds des portiques,

- Elles permettent de ne pas être pénalisé dans le choix du coefficient de comportement en cas de panneaux de remplissage.

## **CHAPITRE II**

---

# **Présentation de l'ouvrage et calcul des éléments**

## II.1.Introduction

L'objectif de ce chapitre est de présenter le bâtiment étudié, les propriétés des matériaux, et le calcul des éléments structuraux et non structuraux.

## II.2. Les différents acteurs du projet

- **Maître d'ouvrage** : office promotion et de gestion immobilière (**OPGI**) de Tissemsilt.
- **Maître d'œuvre** : cabinet d'étude technique d'architecture et de construction wilaya de Chlef.
- **Contrôle technique** : contrôle technique de construction (**C.T.C**) de Tissemsilt.

## II.3. Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait objet de notre mémoire consiste à faire la modélisation et analyse sismique d'une structure en béton armé avec la variation de type de contreventement. Dans ce cas nous avons choisi un bâtiment à usage d'habitation implanté à la commune d'Ammari wilaya de **Tissemsilt** ; qui est composé d'un Rez-de-Chaussée (RDC) plus cinq étages.

### II.3.1. Caractéristiques géométriques

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme rectangulaire régulière en plan.

- La longueur du bâtiment :  $L = 20,90$  m ;
- La Largeur du bâtiment :  $L = 10,95$  m ;
- Hauteur totale avec acrotère : 19,98 m ;
- Hauteur totale sans acrotère : 19,38 m ;
- Hauteur du Réz de chaussée : 3,23 m ;
- Hauteur de l'étage courant : 3,23 m.

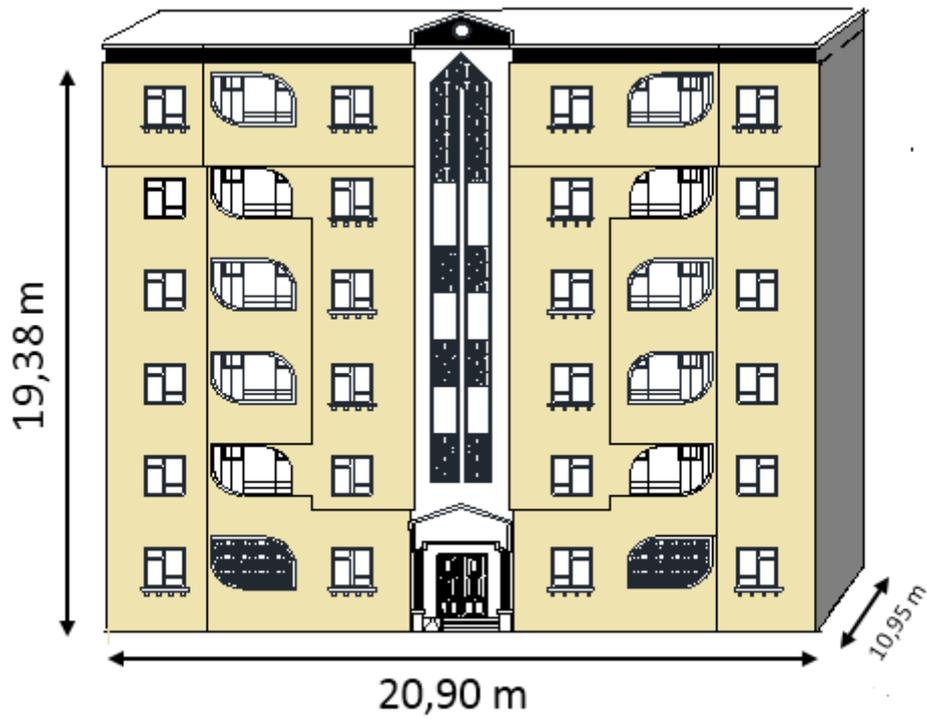


Figure II-1 : Façade principale du bâtiment étudié.



Figure II- 2 : Situation de l'ouvrage vue de Google Earth.

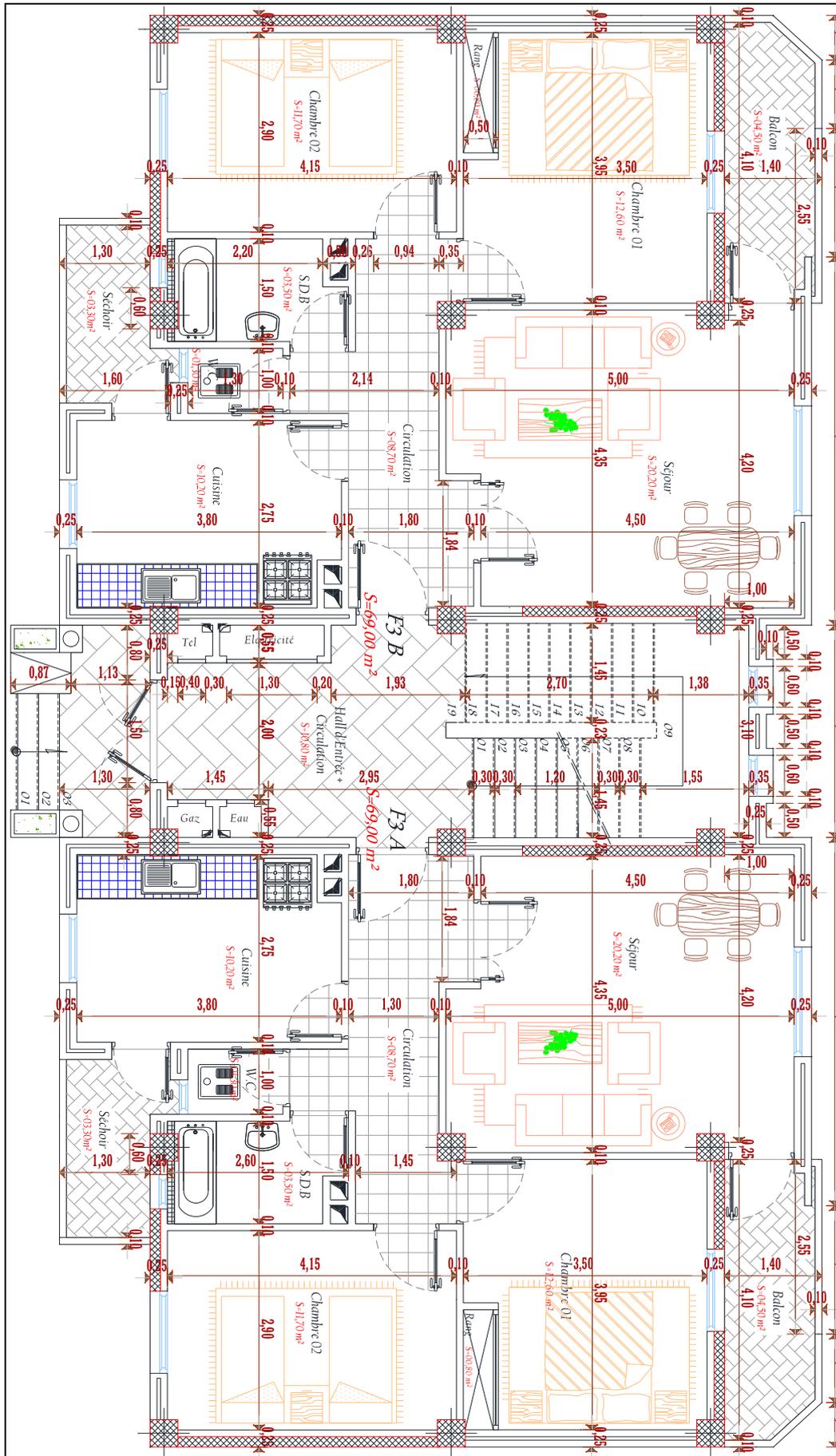


Figure II-3 : Plan étage de la structure.



## II.3.2. Ossature et système constructif adopté

Tableau II- 1 : Système constructif adopté.

<p><b>Les planchers</b></p>	<p>Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et capable de supporter des charges, notre structure comporte deux types de planchers :</p> <p><b>a. Planchers en corps creux (16+4) cm</b></p> <p>Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.</p> <p>Ce type de planchers est utilisé pour les raisons suivantes :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Facilité de réalisation ;</li> <li>• Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;</li> <li>• Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique ;</li> <li>• Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).</li> </ul> <p><b>b. Plancher en dalle pleine (ep=15cm)</b></p> <p>La dalle en béton armé coulée en place sur un coffrage plat.</p>
<p><b>Terrasse</b></p>	<p>Il existe un seul type de terrasse :</p> <p>Terrasse inaccessible.</p>
<p><b>Escaliers</b></p>	<p>Est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers), ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages.</p> <p>Notre structure comporte un seul type d'escaliers :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Escalier droit à deux volées avec un palier intermédiaire.</li> </ul>
<p><b>Maçonnerie</b></p>	<p>Les murs de notre structure seront exécutés comme suit :</p> <p><b>a. Murs extérieurs</b></p> <p>Ils sont constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur, brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour les parois externes du mur, lame d'air de 5 cm d'épaisseur, brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour les parois internes du mur.</p> <p><b>b. Murs intérieurs</b></p>

	Ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements.
<b>Balcon</b>	Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.
<b>Acrotère</b>	La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur 60 cm.
<b>Revêtement</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Enduit en plâtre pour les plafonds.</li> <li>• Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.</li> <li>• Revêtement à carrelage pour les planchers.</li> </ul> <p>Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.</p>
<b>Isolation</b>	<p>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.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.</li> </ul>

### II.3.3. Caractéristiques géotechniques du sol

Selon le rapport géotechnique du sol ( **L.T.P.O. Unité de Tiaret, antenne de Tissemsilt** )

Les caractéristiques géotechniques du sol sont :

- La contrainte du sol est :  $\delta_{sol} = 1,30$  bars pour un ancrage  $h = 1,50m$  ;
- Le poids spécifique du sol :  $1,70t/m^3$  ;
- L'angle de frottement interne du sol  $\varphi = 20,53^\circ$  ;
- La cohésion  $C = 0,33$  bars ;
- Le site est considéré comme meuble  $S_3$ .

### II.3.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes au règlement du béton armé aux états limites (**B.A.E.L 91 modifiée 99**) [13], ainsi que le Règlement Parasismique Algérien (**R.P.A 99/version 2003**)[6].

#### II.3.4.1. Le béton

Le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelés «Granulats » (sable, gravier), du ciment et de l'eau.

**Tableau II -2 : Résistance caractéristique à la compression [Art A.2.1.1.1]**

Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa	Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa
si $j \leq 28$ jours $\rightarrow F_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}$	si $j \leq 28$ jours $\rightarrow F_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28}$
$j > 28$ jours $\rightarrow F_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$	$j > 28$ jours $\rightarrow F_{cj} = f_{c28}$

#### II.3.4.2. Résistance caractéristique à la traction

Cette résistance est définie par la relation : selon le (**D.T.R.-B.C. 2-41**) page 5, [14]

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{cases}$$

#### II.3.4.3. Coefficient de poisson

- $\nu = \frac{\text{Allongement relatif du côté de la section}}{\text{Raccourcissement relatif longitudinal}}$
- $\nu = 0,2$  pour le calcul des sollicitations (ELU).
- $\nu = 0$  pour le calcul des déformations (ELS).

#### II.3.4.4. Aciers de construction

##### a) Etat limite ultime (ELU)

La contrainte de l'acier ( $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ )

$\gamma_s = 1$  → Situation accidentelle

$\gamma_s = 1,15$  → Situation durable

##### b) La contrainte admissible(ELS)

Fissuration peu préjudiciable :  $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$  pas de limitation

Fissuration préjudiciable :  $\overline{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$

Fissuration très préjudiciable  $\overline{\sigma}_{st} = \min(0,5f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$

**Avec :**

$f_e$ = limite élastique de l'acier

$f_{ij}$ = résistance caractéristique à la traction du béton [Mpa]

$\eta$ = coefficient de fissuration

$\eta = 1 \rightarrow$  Pours ronds lisses ;

$\eta = 1,6 \rightarrow$  Pour hautes adhérences avec  $\emptyset \geq 6\text{mm}$

$\eta = 1,3 \rightarrow$  Pour hautes adhérences avec  $\emptyset < 6\text{mm}$

### II.3.4.5. matériaux utilisés dans cette étude

- La résistance du béton à la compression à 28 jours :  $f_{c28}=25\text{ MPa}$  ;
- La résistance du béton à la traction à 28 jours :  $f_{t28}=2,1\text{ MPa}$  ;
- Module de déformation instantanée :  $E_{ij} = 32164,2\text{ MPa}$  ;
- Module de déformation différé :  $E_{vj} = 10818,9\text{ MPa}$  ;
- Contraintes de service à la compression  $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa}$
- $\bar{\sigma}_{bc}$  (ELU) :  $14,17\text{ MPa}$  ;
- Contrainte limite de cisaillement (F.P) :  $\tau_u = 3,33\text{ MPa}$  ;
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  $\tau_u = 2,5\text{ MPa}$  ;
- Module d'élasticité longitudinale :  $E_s = 2,1 \times 10^5\text{ MPa}$  ;
- La contrainte de l'acier :  $\sigma_s = 348\text{ MPa}$  ;
- La contrainte admissible (F.P) :  $\bar{\sigma}_{st} = 201,63\text{ MPa}$  ;
- Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_{st} = 164,97\text{ MPa}$ .

## II.4. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites

**Tableau II- 3** : Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites.

Etat limite ultime (ELU)	Etat limite de service (ELS)
1.35G+1.5 Q	G + Q
<b>Cas sismique</b>	
<b>Avec :</b>	
G+Q±E	G : charge permanente
G+Q±1,2	⇒ Q : charge d'exploitation
0,8G±E	E : effort de séisme

### II.4.1. Règlements de calcul utilisés

**DTR BC- 2.48** : Règles Parasismique Algérienne RPA 99 Version 2003 [6].

**BAEL91 modifié 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites [13].

**DTR BC- 2.41** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93 [14].

**DTR BC-2.2** : Charges permanentes et charges d'exploitation [15].

### II.5. Evaluation des charges et des surcharges

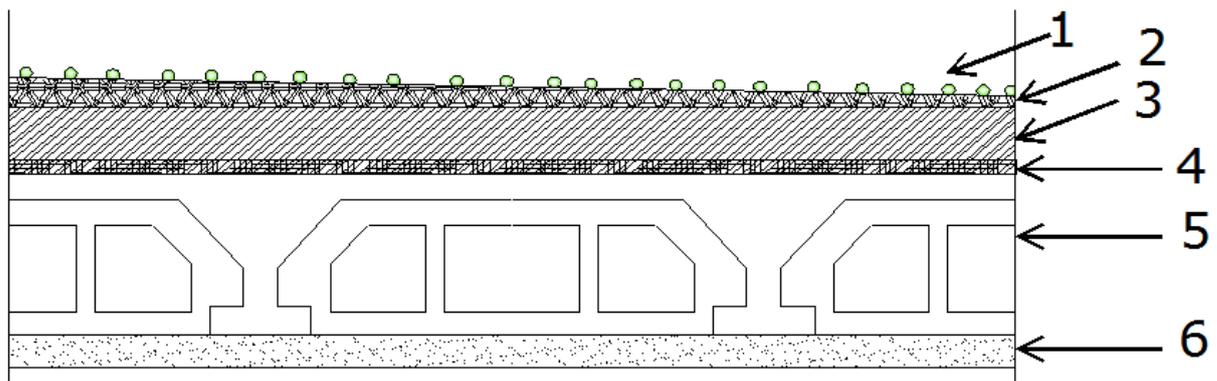
La descente de charges a pour but d'évaluer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les charges réglementaires sont les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations (Q).

Les différents charges et surcharges existantes sont :

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

#### II.5.1. Charges permanentes

##### II.5.1.1. Plancher à corps creux terrasse inaccessible



**Figure II- 5** : Schéma de Plancher terrasse inaccessible.

Tableau II- 4 : Charge et surcharge du plancher terrasse.

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Masse surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon roulé de protection	0,05	-	0.2 par cm	1
2	Etanchéité multicouche	0,05	-	0.12	0,12
3	Isolation thermique	0.04	4	-	0,16
4	Forme de pente en béton léger	0,1	-	0.22 par cm	2,2
5	Dalle corps creux	0,2	-	-	2,80
6	Enduit plâtre	0,02	-	0.1 par cm	0,20
Totale	G (KN/m <sup>2</sup> )			6,48	
Totale	Q (KN/m <sup>2</sup> )			1	

## II.5.1.2. Plancher étage courants

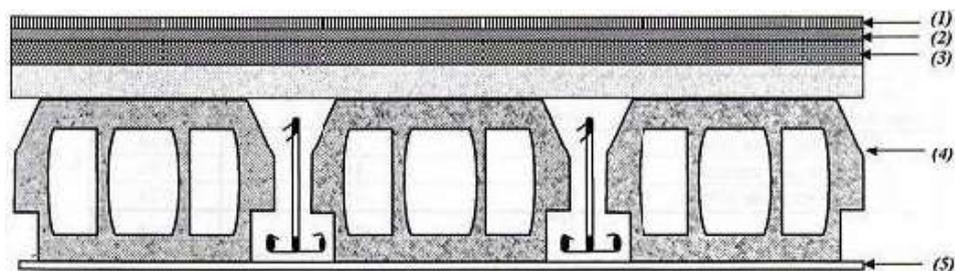


Figure II- 6 : Schéma d'un plancher d'étage courant.

Tableau II- 5 : Charge et surcharge des étages courants, R.D.C.

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Masse surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	-	0.2 par cm	0,40
2	Mortier de pose	0,02	-	0.2 par cm	0,40
3	Sable fin pour mortier	0,02	17	-	0,34
4	Plancher à corps creux	0,2	-	-	2,8
5	Enduit en plâtre	0,02	-	0.1 par cm	0,20
6	Cloison en briques creuses	0,1	9	-	0,9
Totale	G (KN/m <sup>2</sup> )			5,04	
Totale	Q (KN/m <sup>2</sup> )			1,5	

## II.5.1.3. Mur extérieur (double cloison)

Tableau II- 6 : Charge et surcharge des murs extérieurs.

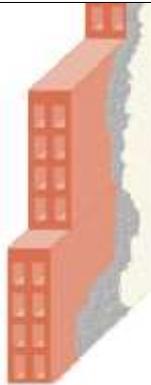
N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Masse surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en ciment	0,015	-	0.18 par cm	0,27
2	Brique creux	0,15	9	-	1,35
3	L'âme d'air	0,05	-	-	-
4	Brique creux	0,1	9	-	0,9
5	Enduit en plâtre	0,015	-	0,10 par cm	0,15
Totale	G (KN/m <sup>2</sup> ) (RDC, 1 <sup>er</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage)	2,67			



## II.5.1.4. Mur intérieur

Tableau II- 7: Charge et surcharge des murs intérieurs.

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Masse surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en ciment	0,015	-	0.18 par cm	0,27
2	Brique creux	0,1	9	-	0,9
3	Enduit en plâtre	0,015	-	0,10 par cm	0,15
Totale	G (KN/m <sup>2</sup> ) (RDC, 1 <sup>er</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage)	1,32			



## II.5.1.5. Balcon

Tableau II- 8 : évaluations des charges de balcon.

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Masse surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	-	0.2 par cm	0,4
2	Mortier de pose	0,02	-	0.2 par cm	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	-	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	-	3,75

5	Enduit en ciment	0,02	-	0,18	0,36
Totale	G (KN/m <sup>2</sup> )	5,27			
Totale	Q (KN/m <sup>2</sup> )	3,5			

II.5.1.6. Escaliers

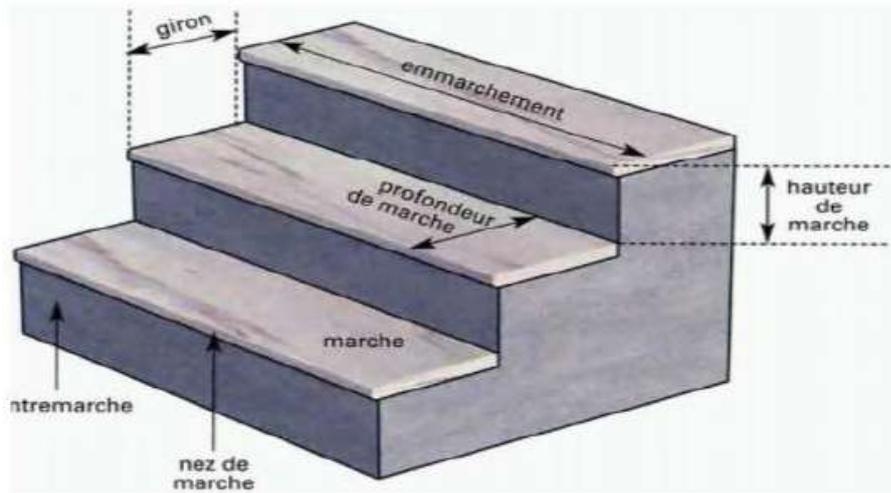


Figure II - 7 : Constituants d'un escalier.

II.5.1.6.1. Paillasse

Tableau II- 9 : Évaluations des charges de Paillasse.

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Masse surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	-	0.2 par cm	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	-	0.2 par cm	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	-	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $R_h \times \frac{h}{g}$	-	-	-	0,23
5	Mortier de ciment vertical $e_p \times \frac{h}{g}$	0,02	-	0.2 par cm	0,23
6	Poids propre de la paillasse $e_v \times \frac{25}{\cos \alpha}$	0,12	-	-	3,45
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	-	22	-	1,87
8	Garde- corps	-	-	-	0,10
9	Enduit en plâtre $2 \times \frac{0,1}{\cos \alpha}$	0,02	-	-	0,23
Totale	G (KN/m <sup>2</sup> ) (RDC, 1er au 5eme étage)	7,27			
Totale	Q (KN/m <sup>2</sup> )	2,5			

## II.5.1.6.2. Palier

Tableau II- 10 : Évaluations des charges de palier.

N°	Désignation	Ep(m)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Masse surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Poids propre du palier	0,14	25	-	3,50
2	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	-	0.2 par cm	0,4
3	Mortier de pose	0,02	-	0.2 par cm	0,4
4	Lit de sable	0,02	18	-	0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	-	0,10 par cm	0,20
Totale	G (KN/m <sup>2</sup> )	4,86			
Totale	Q (KN/m <sup>2</sup> )	2,5			

## II.5.1.7. Acrotère

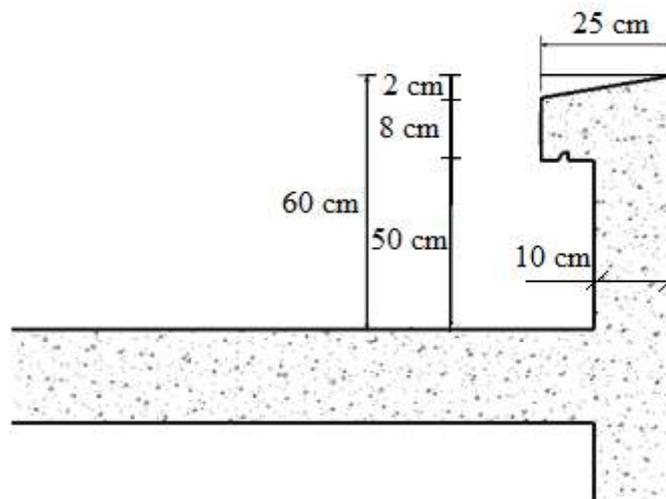


Figure II - 8 : Schéma d'acrotère.

$$S = \left[ \frac{(0,25 \times 0,02)}{2} + (0,1 \times 0,5) + (0,25 \times 0,08) \right] = 0,073 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_{BA} = 0,073 \times 25 = 1,83 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,83 \text{ KN/ml}$$

### II.5.2. Charges d'exploitation

Les charges d'exploitation ou surcharges sont celles qui résultent de l'usage des locaux. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes pour un mode normal d'occupation.

#### II.5.2.1. Loi de dégression des charges d'exploitations

Tableau II- 11 : Dégression des charges d'exploitations.

Niveau des planchers	Charges d'exploitations	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
5	Q <sub>0</sub>	$\Sigma_0 = q_0 = 1,00$	1
4	Q <sub>1</sub>	$\Sigma_1 = q_0 + q_1$	2,5
3	Q <sub>2</sub>	$\Sigma_2 = q_0 + 0,95 (q_1 + q_2)$	3,85
2	Q <sub>3</sub>	$\Sigma_3 = q_0 + 0,90 (q_1 + q_2 + q_3)$	5,05
1	Q <sub>4</sub>	$\Sigma_4 = q_0 + 0,85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$	6,1
R.D.C	Q <sub>5</sub>	$\Sigma_5 = q_0 + 0,80 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5)$	7

### II.6. Pré-dimensionnement des éléments principaux

#### II.6.1. les poutres

D'après le BAEL91 : le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition

$$\text{suivante : } \begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \end{cases} \quad \text{avec : } d = 0,9h$$

Tableau 0-12 : Pré-dimensionnement des poutres.

Poutres principales [P.P]	Poutres secondaires [P. S]
$27 \text{ cm} \leq h \leq 40,5 \text{ cm}$ On prend : <b>h = 40 cm</b> $10,8 \text{ cm} \leq b \leq 14,4 \text{ cm}$ On prend : <b>b = 30 cm</b> On adopte une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$	$27,53 \text{ cm} \leq h \leq 41,3 \text{ cm}$ On prend : <b>h = 35 cm</b> $9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,6 \text{ cm}$ On prend : <b>b = 30 cm</b> On adopte une section rectangulaire (b×h) = <b>(30×35) cm<sup>2</sup></b>

### II.6.1.1. Vérification du RPA 99 (Article 7.5.1)

#### ➤ Poutres principales [P.P]

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$$

$$h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4$$

Conditions vérifiées

#### ➤ Poutres secondaires [P. S]

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$$

$$h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 < 4$$

Conditions vérifiées

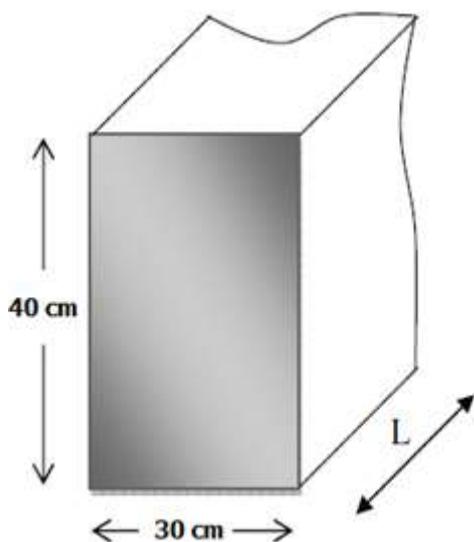


Figure II - 9 : Poutre principale.

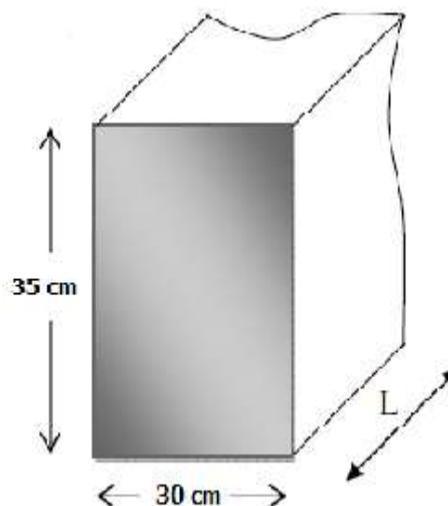


Figure II - 10 : Poutre secondaire.

### II.6.2. Pré dimensionnement des poteaux

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Tableau II- 13 : L'effort normal ultime  $N_u$  selon les règles du B.A.E.L91 modifié 99.

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :	
$N_u = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$	
Nu	Effort normal ultime (compression).
A	Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité $\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$
$\lambda$	Élancement d'E.U.L.R $\left( \lambda = \frac{l_f}{i} \right)$ .
$L_f$	Longueur de flambement.
i	Rayon de giration $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$ .
I	Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$ .
B	Surface de la section du béton ( $B = a \times b$ ).
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b = 1,50$ ) .....Situation durable.
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s = 1,15$ ) .....Situation durable.
$f_e$	Limite élastique de l'acier ( $f_e = 400$ MPa ).
$f_{c28}$	Contrainte caractéristique du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
$A_s$	Section d'acier comprimée.
$B_r$	Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie $B_r = (a - 2)(b - 2)$ .
On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$ .	

## II.6.2.1. Exemple de calcul (Poteau le plus sollicité)

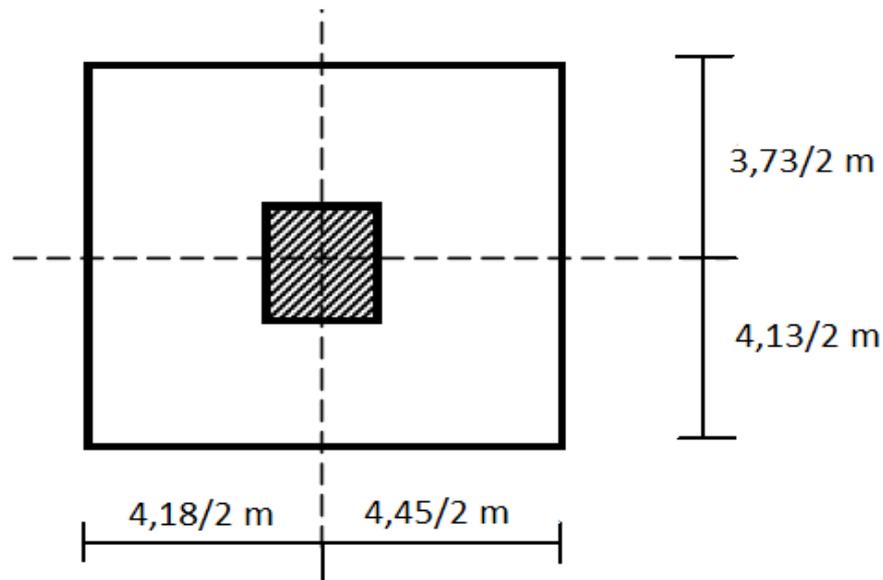


Figure II - 11 : Le poteau le plus sollicité.

## II.6.2.2. Détermination d'Effort normal ultime due à chaque niveau Nu

- S La surface supportée par poteau axe (B, 2) :  $S = \left(\frac{3,73}{2} + \frac{4,13}{2}\right) \times \left(\frac{4,45}{2} + \frac{4,18}{2}\right) = 16,96 \text{ m}^2$  ;
- Poids propre des plancher terrasse :  $G_{\text{terrasse}} \times S = 6,48 \times 16,96 = 109,9 \text{ KN}$  ;
- Poids propre des planchers étages courants :  $G_{\text{RDC,E}} \times S = (5,04) \times 16,96 = 85,48 \text{ KN}$  ;
- Poids propre des poutres principales :  $G_{\text{p,p}} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times \left(\frac{4,45}{2} + \frac{4,18}{2}\right) = 12,95 \text{ KN}$  ;
- Poids propre des poutres secondaires :  $G_{\text{p,se}} = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times \left(\frac{3,73}{2} + \frac{4,13}{2}\right) = 10,32 \text{ KN}$  ;
- $G_{\text{total}} = 109,9 + 85,48 \times 5 + (12,95 + 10,32) \times (5) = 653,65 \text{ KN}$  ;
- $Q_{\text{total}} = Q \times S = 7 \times 16,96 \Rightarrow Q_{\text{total}} = 118,72 \text{ KN}$  .

## II.6.2.3. Majoration des efforts : On doit majorer les efforts de 10 %

$$N_G = 1,1 \times 653,65 = 719,02 \text{ KN.}$$

$$N_Q = 1,1 \times 118,72 = 130,59 \text{ KN.}$$

$$N_U = (1,35 \times 719,02) + (1,5 \times 130,59) = 1166,56 \text{ KN.}$$

Tableau II- 14 : Pré dimensionnement des poteaux.

Détermination de (a)	Détermination de (b)
$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et $B = a \times b$ $\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{226,1}{0,289 \times a} \leq 50$ $a \geq \frac{226,1}{0,289 \times 50} = 15,66 \text{ cm}$ Donc on prend : <b>a = 40cm</b>	$N_u \leq \alpha \cdot \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$ $Br = 38 \times (b - 2) \text{ cm} ;$ $A_s = 0,8\%B_r \Rightarrow \text{Zone IIa}$ $b \geq 22,43\text{cm.}$ Donc on prend : <b>b = 40cm.</b>

II.6.2.4. D'après le R.P.A 99(version 2003)

- $\text{Min}(a ; b) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm}$
  - $\text{Min}(a ; b) = 40\text{cm} \geq \frac{323}{20} = 16,15\text{cm}$
  - $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4$
- }  $\Rightarrow$  Conditions vérifiées

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

II.7. Pré dimensionnement du plancher

Dans notre projet, les plancher terrasse et les plancher des étages courants (habitation) seront présentés sous forme de corps creux.

II.7.1. Plancher à corps creux

- Selon BAEL91 (art B.6.8, 424)

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{373}{22,5} \Rightarrow h_t = 16,58\text{cm}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale **h<sub>t</sub>=20cm**, soit un plancher **(16+4)**

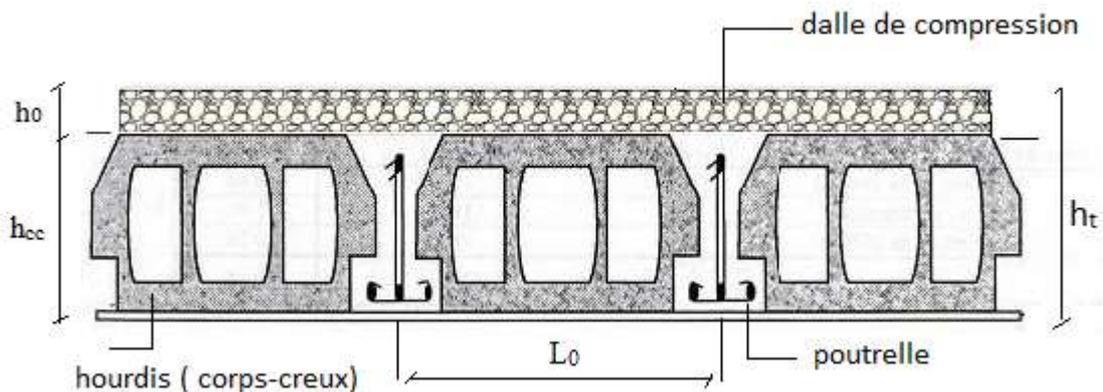


Figure II - 12 : Les constituants d'un plancher en corps creux.

### II.7.2. Planchers à dalles pleines

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

#### II.7.2.1. Condition de sécurité contre l'incendie

$e > 7$  cm .....pour une heure de coupe-feu

$e > 11$  cm .....pour deux heures de coupe-feu

$e > 14$  cm .....pour trois heures de coupe-feu

#### II.7.2.2. Condition d'isolation acoustique

Selon les règles, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à : 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à : **15cm**.

### II.7.3. Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens Perpendiculaire aux poutres principales.

- Suivant le DTR-B.C.2.2

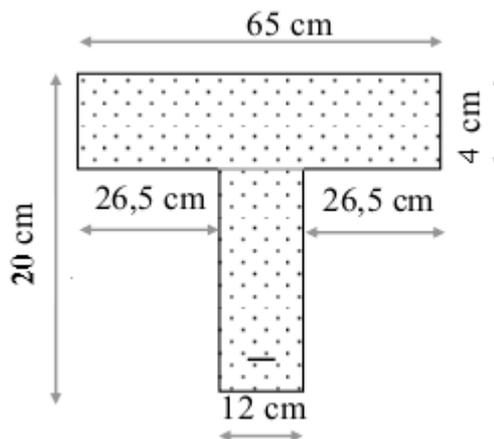


Figure II - 13 : Pré dimensionnement des poutrelles.

### II.7.4. Ferrailage de la dalle de compression

Pour le ferrailage de la dalle de compression les conditions suivantes doivent être respectées (artB6.8.4.23).

- $A_{\perp} \geq 200/f_e$  (cm<sup>2</sup>/ml) si  $l \leq 50$ cm
- $A_{\perp} \geq 4l/f_e$  (cm<sup>2</sup>/ml) si  $50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$
- $A_{//} \geq A_{\perp}/2$

**Avec:**  $f_e$ : la limite d'élasticité du treillis soudé en [Mpa] ; A: en cm<sup>2</sup>/ml

**II.7.4.1. Armature perpendiculaire :**

$$A_{\perp} \geq 4l/fe$$

$$A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 235 = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad \Rightarrow \quad \text{En prend : } A_{\perp} = 5\phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**II.7.4.2. Armatures parallèles :**

$$A_{//} \geq A_{\perp} / 2$$

$$A_{//} \geq 1,41 / 2 = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad \Rightarrow \quad \text{En prend : } A_{//} = 3\phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un quadrillage de section TS  $\phi 6$  avec un espacement de 15 cm.

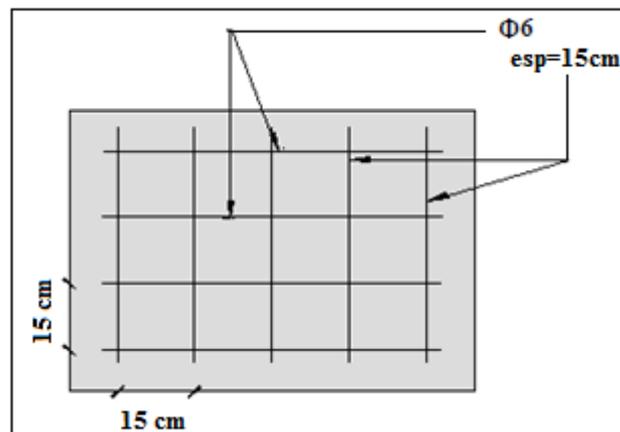


Figure II - 14 : Disposition des armatures de la table de compression.

**II.7.5. Etude des poutrelles**

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

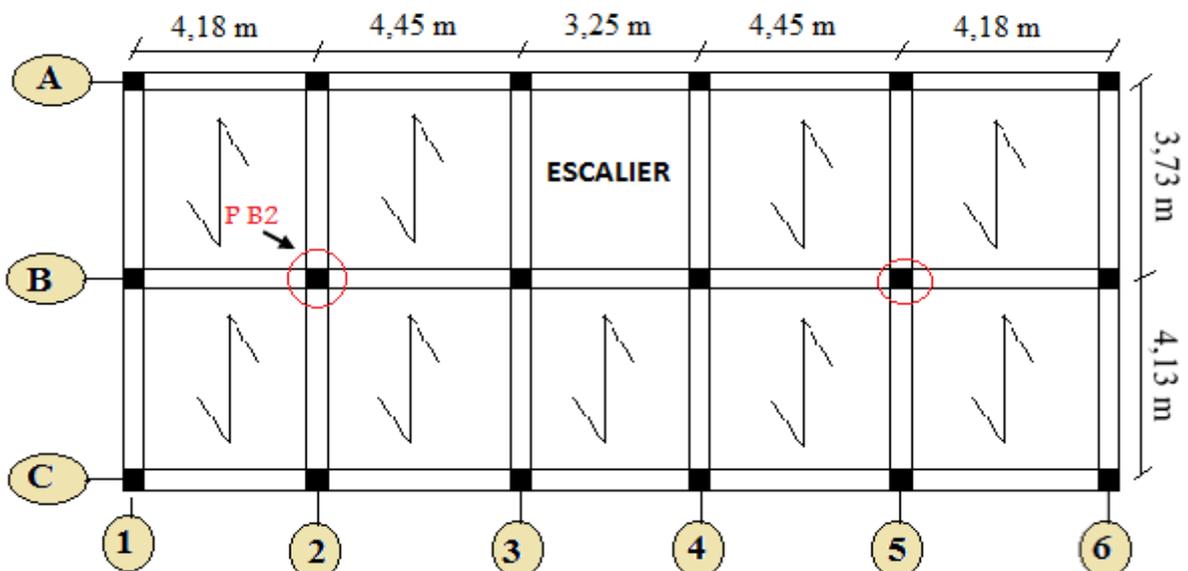
**II.7.5.1. disposition des poutrelles**

Figure II - 15 : Schémas de la disposition des poutrelles.

Tableau II- 15 : Les différents types de poutrelles.

Type	Schémas statiques des poutrelles
Type 1 : B-C	
Type 02 : A-B ; B-C	

**II.7.5.2. Choix de la méthode de calcul**

D’après le **B.A.E.L 91** pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l’une des trois méthodes :

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

On adopte pour le calcul, la méthode forfaitaire ainsi que le logiciel **RDM6**, pour évaluer les moments et les efforts tranchants.

**II.7.5.2.1. Condition d’application de la méthode forfaitaire**

Pour utiliser cette méthode il faut vérifier les conditions mentionnées dans l’article

**(BAEL91/révisé99/B.6.2.2.10) :**

- Plancher à surcharge modérée  $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$  ;
- Le rapport entre deux travées successives  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$  ;
- Les moments d’inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées
- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable

**II.7.5.2.2. principe de la méthode**

➤ Selon le **B.A.E.L 91 modifier 99**, les valeurs de  $M_w$ ,  $M_t$ ,  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

➤ **moment En travées** : Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et sur appui  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier

$$M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w+M_e)/2 \quad \text{avec } \alpha = \frac{Q}{(Q+G)}$$

$M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0 / 2$  . . . . . Cas d’une travée intermédiaire

$M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 / 2$  . . . . . Cas d’une travée de rive

➤ **Moment en appui intermédiaire**

- 0.6M<sub>0</sub> ..... pour une poutre à deux travées
- 0.5M<sub>0</sub> ..... pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus deux travées.
- 0.4M<sub>0</sub> ..... pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

➤ **Moment en appui de rive**

M<sub>appus</sub> = 0,2 M<sub>0</sub> avec  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

**II.7.5.3. Calcul des sollicitations**

Pour le calcul des sollicitations, on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire pour la poutrelle type 2 du plancher étage courant.

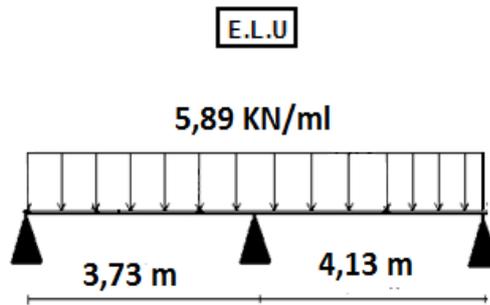


Figure II - 16 : Schémas statiques de type 2.

**II.7.5.3.1. Vérification des conditions d'application de la méthode**

- Q = 1,5KN/m<sup>2</sup> < 10,08 KN/m<sup>2</sup>
  - Inertie constante (I = Cte)
  - Fissuration peu préjudiciable
  - 0,8 ≤ (L / L<sub>(i+1)</sub>) = 0,91 ≤ 1,25
- } ⇒ Conditions vérifiées

**II.7.5.3.2. Moments fléchissant (isostatiques)**

$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \Rightarrow ( M_0^{AB} = 10,24 \text{ KN.m} ; M_0^{BC} = 12,56 \text{ KN.m} )$

**II.7.5.3.3. Détermination le Moments sur appuis**

En appui(A) et (C) : M<sub>A</sub> = M<sub>C</sub> = 0,2M<sub>0</sub>

M<sub>A</sub> = 0,2M<sub>0</sub><sup>AB</sup> = 2,05 KN.m ; M<sub>C</sub> = 0,2M<sub>0</sub><sup>BC</sup> = 2,51 KN.m

En appui(B) : M<sub>B</sub> = 0,6max(M<sub>0</sub><sup>AB</sup> ; M<sub>0</sub><sup>BC</sup>) ⇒ M<sub>B</sub> = 7,54 KN.m

## II.7.5.3.4. Détermination le Moments sur travées

➤ Travée (A-B)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{AB} \geq 1,07.M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 6,15 \text{ KN.m} \\ M_T^{AB} \geq 0,63.M_0^{AB} = 6,50 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{AB} = 6,50 \text{ KN.m}$$

➤ Travée (B-C)  $\Rightarrow M_T^{BC} = 8,40 \text{ KN.m}$

## II.7.5.3.5. Détermination Effort tranchants

➤ Travée (A-B)  $\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_W = \frac{2,05-7,54}{3,73} + 5,89 \frac{3,73}{2} = 9,51 \text{ KN} \\ T_e = \frac{2,05-7,54}{3,73} - 5,89 \frac{3,73}{2} = -12,46 \text{ KN} \end{array} \right.$

➤ Travée (B-C)  $\Rightarrow T_W = 13,38 \text{ KN}$  ;  $T_e = -10,94 \text{ KN}$

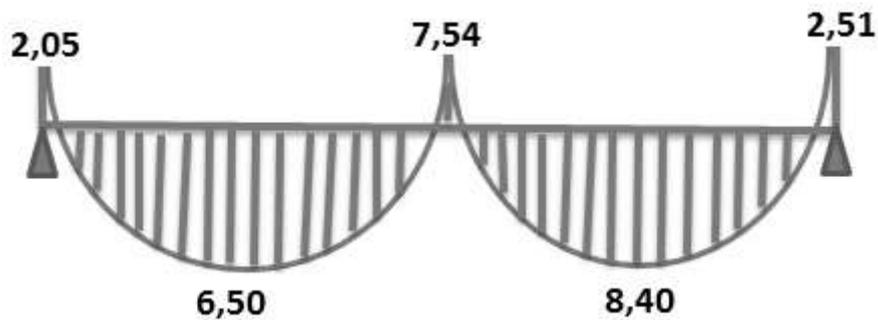


Figure II - 17 : Diagramme des moments fléchissant, M (KN.m).

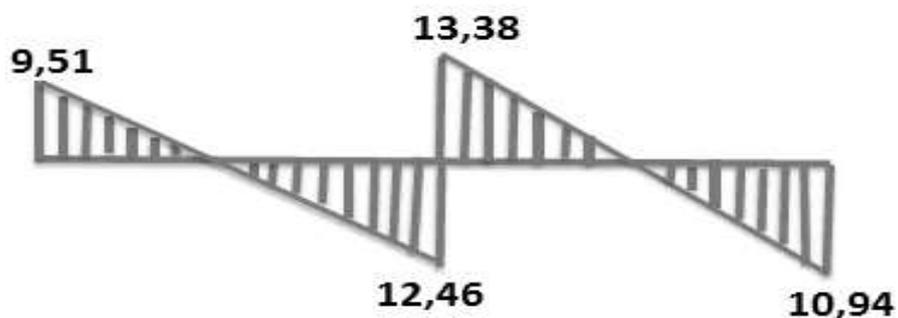
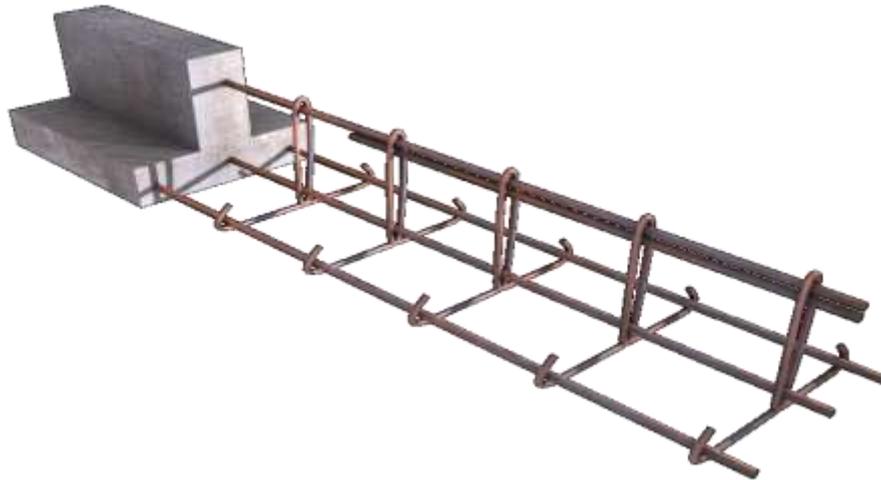


Figure II - 18 : Diagramme des efforts tranchants T [KN].

**II.7.5.4. Calcul du ferrailage des poutrelles**

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes à L'ELU :

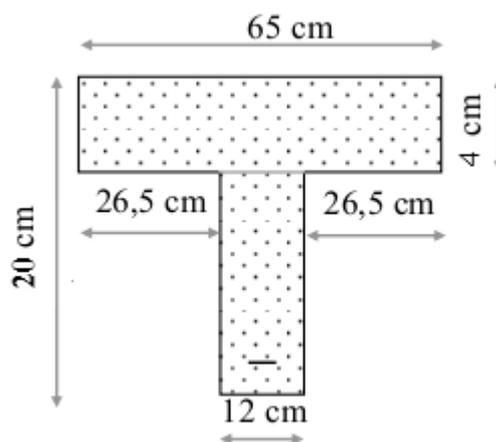


**Figure II - 19 :** Schéma de poutrelle.

**Tableau II- 16 :** Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles RDC, Etage courant.

NIVEAUX	Sollicitation les plus défavorables				
	$M_{0 \max}$ (KN.m)	$M_{t \max}$ (KN.m)	$M_{a (rive) \max}$ (KN.m)	$M_{a (inter) \max}$ (KN.m)	$T_{\max}$ (KN)
RDC	12,56	10,88	2,51	7,54	13,38.

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit :



**Figure II - 20 :** La section de la poutrelle calculée (en T).

### II.7.5.4.1. Ferrailage en travée

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_{\text{tab}} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \text{ max}} = 10,88 \text{ KN.m} < M_{\text{tab}} = 58,95 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t^u < M_0$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{10,88 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,036 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,028 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot.A} : \xi_s = 10\%$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10,88 \times 10^3}{0,986 \times 18 \times 348} = 1,76 \text{ cm}^2.$$

- Condition de non fragilité

$$A_{\text{min}} \geq \max \left( \frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \Rightarrow A_{\text{min}} \geq \max(1,3; 1,41) = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{min}}; A_{\text{cal}}) = 1,76 \text{ cm}^2.$$

- Le choix  $\Rightarrow A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$

### II.7.5.4.2. Ferrailage Sur appuis

- Appuis intermédiaire

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{7,54 \times 10^3}{14,17 (18)^2 \times 12} = 0,137 \Rightarrow \mu < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0,185 \Rightarrow \beta = 0,926 ; A_{s(\text{inter})} = \frac{M_{a(\text{inter})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 1,30 \text{ cm}^2.$$

- Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\text{min}} \geq \max \left( \frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \Rightarrow A_{\text{min}} \geq \max[0,24; 0,26] = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{min}}; A_{\text{cal}}) = 1,30 \text{ cm}^2$$

- Le choix :  $A_s = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$

### II.7.5.4.3. Appuis de rive

$$\mu = \frac{M_{a(\text{rive})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{2,51 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,046 \Rightarrow \mu < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0,059 \Rightarrow \beta = 0,976 \quad ; \quad A_{s(\text{rive})} = \frac{M_{a(\text{rive})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 0,41 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{b \cdot h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \Rightarrow A_{\min} \geq \max [0,24; 0,26] = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{a \text{ doptif}} = \max (A_{\min} ; A_{\text{cal}}) = 0,41 \text{ cm}^2.$$

➤ **Le choix :**  $A_s = 1T10 = 0,79 \text{ cm}^2.$

➤ **Vérfications de L'influence de l'effort tranchant**

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b_0 \times d} = \frac{13,38 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0,62 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_u = 0,62 \text{ MPa.} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

} ⇒ Condition vérifiée

### II.7.5.5. Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{l \min} \right) \Rightarrow \phi_t = 5,71 \approx 8 \text{ mm.}$$

➤ **On prend :**  $A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$

#### II.7.5.5.1. Calcul des espacements

$$S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \min(16,2 ; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 16,20 \text{ cm}$$

➤ **On prend :**  $S_t = 15 \text{ cm.}$

#### II.7.5.5.2. Section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\gamma_s \left( \tau_u - 0,3k.f_{ij} \right)}{0,9.f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots (*) \quad ; \quad \alpha = 90^0 \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

K=1 (fissuration non préjudiciable).

$$(*) \Rightarrow A_t \geq \frac{1,15(0,62 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,15 \Rightarrow A_t = -9,78 \times 10^{-7}$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L91)

**II.7.5.5.3. Pourcentage minimal des armatures transversales**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = \max (0,31; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa} .$$

$$A_t \geq \left( \frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_e} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,15}{235} \Rightarrow A_t = 3,06 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,31 \text{ cm}^2 .$$

➤ On prend :

$$\varphi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \varphi 8 = 0,5 \text{ cm}^2 .$$

**II.7.5.5.4. Compression de la bille d'about**

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{D'où : } \bar{\sigma}_b = \frac{2.T_u}{a.b_0}$$

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b \Rightarrow \frac{2T_u}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 13,38 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,02 \text{ cm}$$

$$a' = c - c' - 2 \text{ cm} = 40 - 2 - 2 = 36 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9 \times d); = 16,20 \text{ cm} > 0,02 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**II.7.5.6. Vérification à L' E .L .S**

a) Au niveau des travées

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier } F_c E400 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Si : } \alpha \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

b) Vérification des compressions dans le béton à l'E.L.S

Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton

est inutile (sur appuis et en travées).  $\alpha \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

Tableau II- 17 : Vérification des compressions.

/	$M_u$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)	$\alpha$	$\left(\frac{\gamma-1}{2}\right) + \frac{f_c 28}{100}$	Observation
<b>Appuis</b>	7,54	5,44	$\alpha = 0,185$	0,443	Condition vérifiée
<b>Travée</b>	10,88	7,88	$\alpha = 0,036$	0,441	Condition vérifiée

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  Les armatures calculées à L'ELU seront maintenues.

### II.7.5.6.1. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$\begin{aligned}
 V_u \leq \bar{V}_u \quad \text{et} \quad \bar{V}_u &= 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \\
 \bar{V}_u &= 0,267(8,31 \times 12) \times 10^{-1} \times 25 = 66,56 \text{KN} \\
 V_u \leq \bar{V}_u &\Rightarrow 13,38 \text{KN} \leq 66,56 \text{KN}.
 \end{aligned}
 \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} V_u \leq \bar{V}_u \\ \bar{V}_u \\ V_u \leq \bar{V}_u \end{aligned}} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### II.7.5.6.2. Vérification des armatures longitudinales

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$\begin{aligned}
 A_s &\geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} \\
 A_s &= \frac{1,15 \times 13,38 \times 10}{400} = 0,38 \text{cm}^2 \\
 A_s &= 2,36 \text{cm}^2 \geq 0,38 \text{cm}^2
 \end{aligned}
 \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} \\ A_s \\ A_s \end{aligned}} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### II.7.5.6.3. Vérification de la contrainte d'adhérence limite

$$\begin{aligned}
 \tau_s &= \frac{V_u}{0,9 \times 0,23 \Sigma u} ; \bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj} = 2,84 \text{MPa}. \\
 \tau_s &= \frac{13,38 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 0,23 \times 0,1507} = 0,43 \text{MPa}. \\
 \tau_s &= 0,43 \text{MPa} < \bar{\tau} = 2,84 \text{MPa}
 \end{aligned}
 \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \tau_s \\ \tau_s \\ \tau_s \end{aligned}} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**II.7.5.7. Vérification de la flèche**

D'après B.A.E.L 91 modifier 99 :  $f \leq f_{adm}$  Avec :  $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500} = 0,0083$ .

**II.7.5.7.1. Calcul pratique de la flèche**

➤ **Détermination du moment d'inertie**

$$y_G = \frac{(65.4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4)12(20 - 4)/2] + 15.2,36.3}{(65.4) + (20 - 4)12 + 15.2,36} = 12,97cm$$

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - y_G)^3}{3} + 15A_s(d - y_G)^2 = 36807,61 \text{ cm}^4$$

**II.7.5.7.2. Calcul des coefficients**

$$f = \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{2,36}{12.18} = 0,011;$$

$$\lambda_i = \frac{0,05.f_{t28}}{(2 + 3.b_0/b).f} = \frac{0,05.2,1}{(2 + 3(12)/65).0,011} = 3,72;$$

$$\lambda_v = (2/5).\lambda_i = 1,488.$$

**II.7.5.7.3. Calcul des moments d'inertie après fissuration**

$$I_{Fi} = \frac{1,1.I_0}{(1 + \lambda_i.\mu_i)}; \text{ Avec : } I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2 \right] = 45542,65 \text{ cm}^4$$

avec :  $d'' = h - (\Phi + c) = 20 - (0,10 + 2) = 17,9cm$

**Tableau II- 18** : Calcul des moments d'inertie après fissuration.

$I_{Fj} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{FG} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{FP} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{VG} \text{ (cm}^4\text{)}$
$I_{Fj} = \frac{1,1.45542}{(1 + 3,72.0,62)}$	$I_{FG} = \frac{1,1.45542}{(1 + 3,72.0,41)}$	$I_{FP} = \frac{1,1.45542}{(1 + 3,72.0,34)}$	$I_{VG} = \frac{1,1.45542}{(1 + 0,41 \times 1,488)}$
15151,50	19838,80	22119,80	31114,55

**II.7.5.7.4. Calcul des valeurs de la flèche correspondantes**

**Tableau II - 19** : les valeurs de la flèche correspondantes.

$F_i = \frac{M_i \times L^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}} \text{ (cm)}$	$F_{ig} \text{ (cm)}$	$F_{ip} \text{ (cm)}$	$F_{vg} \text{ (cm)}$

$F_{ij} = \frac{3,30 \times (4,13)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 15151,50} = 0,116$	0,159	0,185	0,1
$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig} = 0,1 - 0,116 + 0,185 - 0,159 = 0,01 \text{ cm}$			
$F_{total} = 0,01 \text{ cm} < f_{adm} = 0,83 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$			

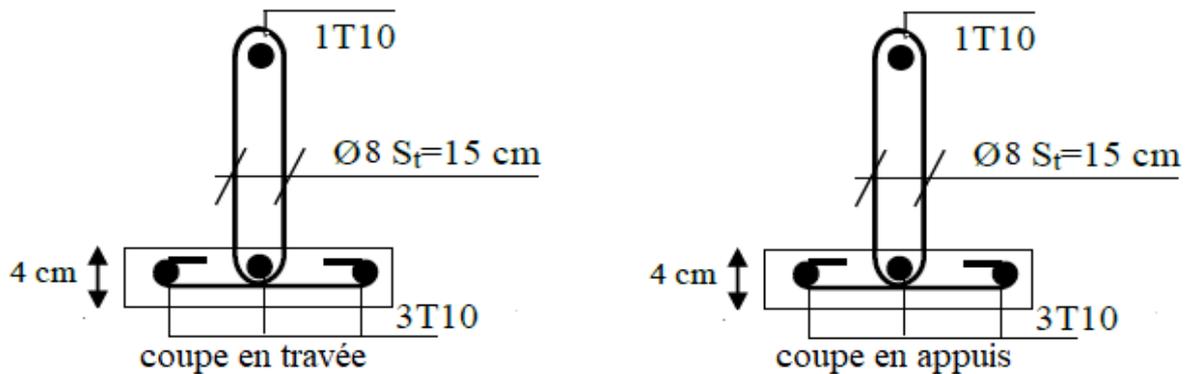


Figure II - 21 : Schéma de ferrailage des poutrelles de rives RDC, étages courant.

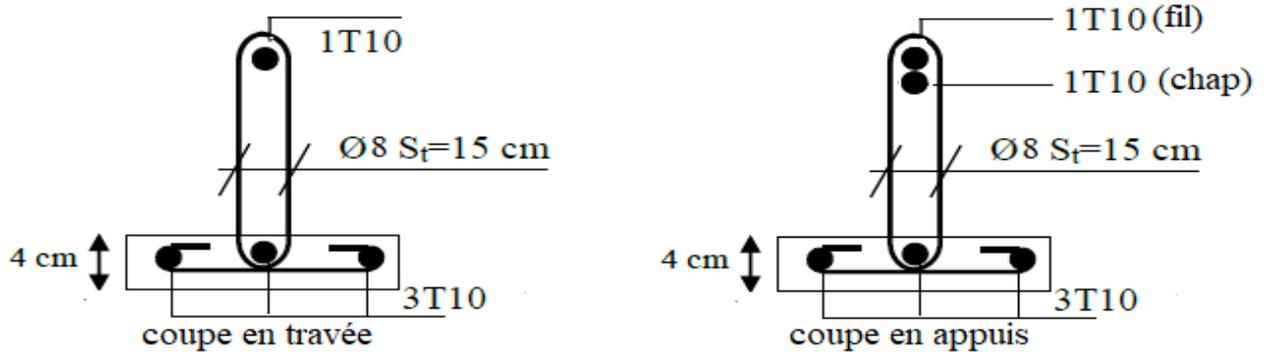


Figure II - 22 : Schéma de ferrailage des poutrelles intermédiaires RDC, étages courant.

**II.7.5.8. Plancher terrasse**

On a un seul type de la poutrelle ; les sollicitations se déterminent par logiciel RDM6.



Figure II - 23 : Schéma statique des poutrelles.

**II.7.5.8.1. L'utilisation de logiciel RDM6**

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

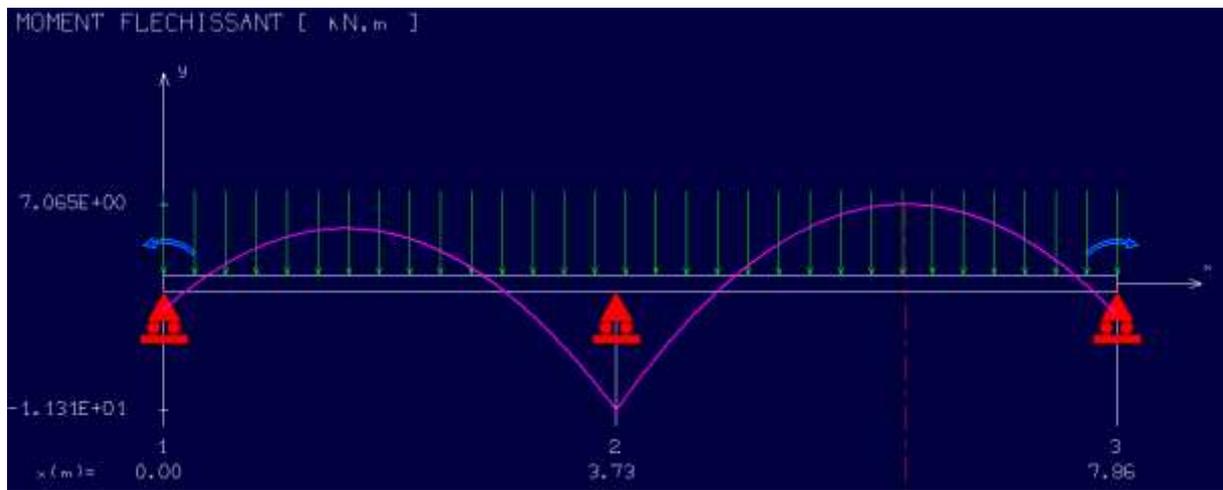


Figure II - 24 : Diagramme des moments à ELU.

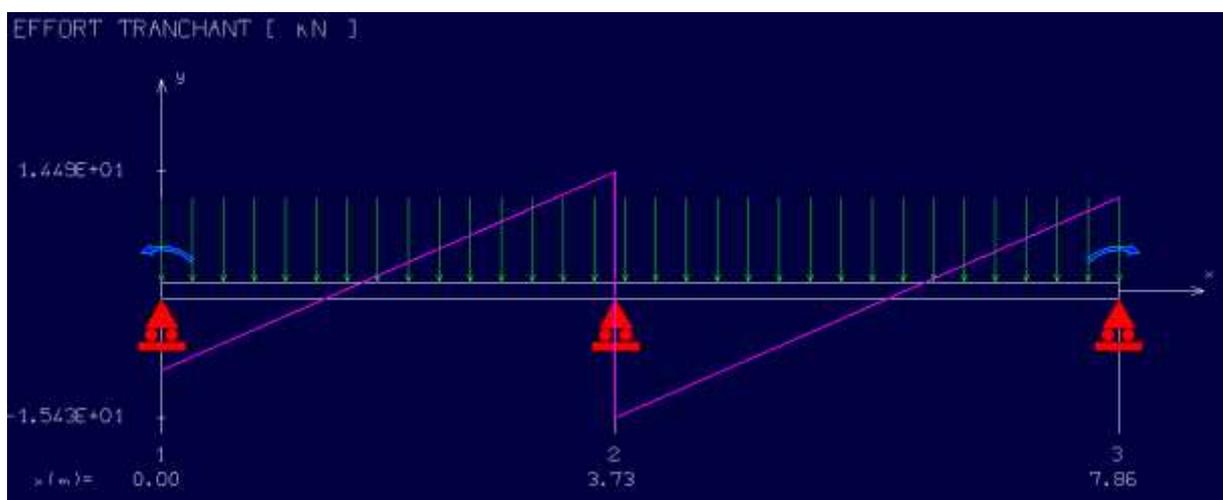


Figure II - 25 : Diagramme Efforts tranchants à ELU.

II.7.5.8.2. Représentation des résultats de calcul

Tableau II - 20 : les résultats de calcul.

plancher	$M_{a(rive) \max}$ (KN.m)	$M_{a(inter) \max}$ (KN.m)	$M_{t \max}$ (KN.m)	$T_{\max}$ (KN)
terrasse	2,84	11,31	7,10	15,4

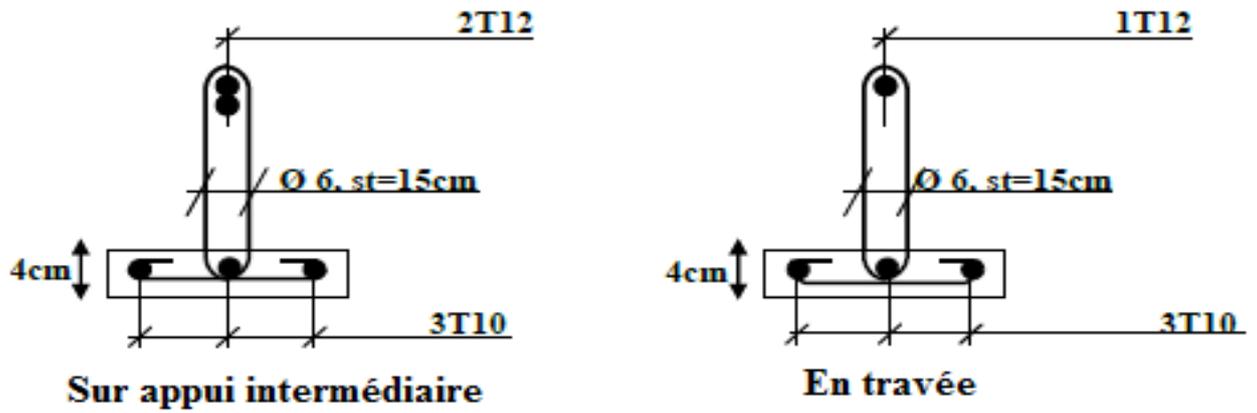


Figure II - 26 : Schéma de ferrailage des poutrelles (Terrasse).

II.8. Étude de la dalle pleine

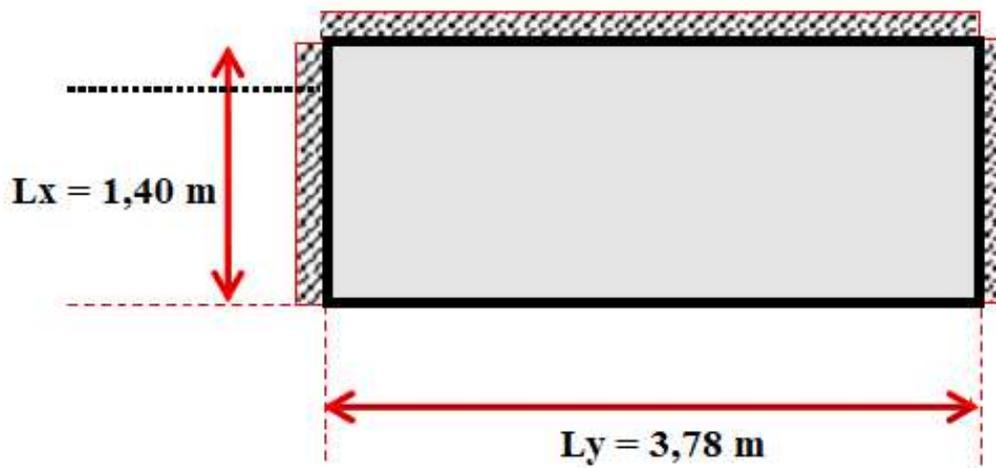


Figure II - 27 : Panneau de dalle le plus sollicité.

II.8.1. Calcul des sollicitations

$G = 5,27 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q_u = 12,36 \text{ KN/m}^2$ .

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow L_y > L_x \Rightarrow \alpha = \frac{1,40}{3,78} = 0,37 < 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant un seul sens.}$$

Tableau II- 21 : calcul des moments .

Moment isostatique ( KN.m )	Moments en travée ( KN.m )	Moments sur appuis ( KN.m )
$M_{0x} = q l_x^2 / 8 = 3,03$	$M_{tx} = 0,8 \times M_{0x} = 2,42$	$M_a = 0,5 \times M_{0x} = 1,52$

**II.8.1.1. Les armatures en travée**

$$\mu = 0,009 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$A_{sx} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,42 \times 10^3}{0,995 \times 13,5 \times 348} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**II.8.1.2. Les armatures sur appui**

$$\mu = 0,006 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$A_{a_{inter}} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,52 \times 10^3}{0,997 \times 13,5 \times 348} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**II.8.1.3. Pourcentage minimal des armatures**

➤ **Sur appuis :**

$$A_{ax} = \max (A_{x_{min}}; A_a) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{On prend } 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

➤ **En travée :**

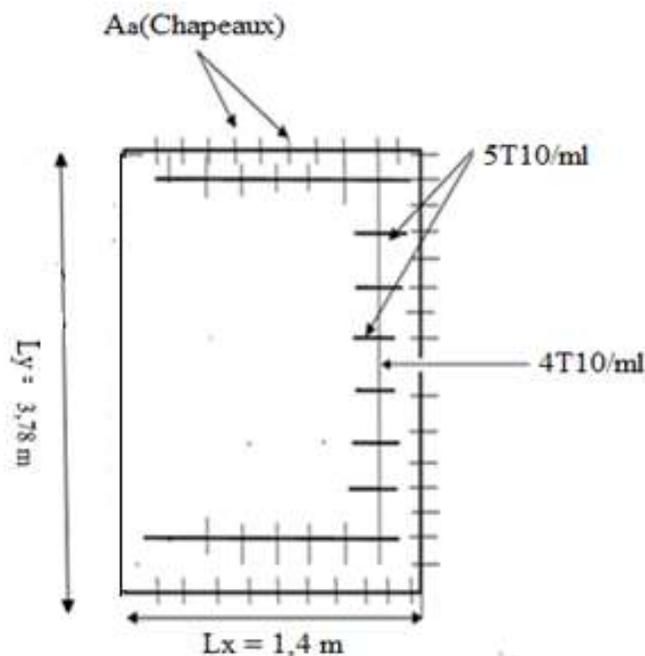
$$A_{tx} = \max (1,63 ; 0,32) = 1,63 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend : } 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

**II.8.1.4. Nécessité de disposer des armatures transversales**

L'épaisseur de la dalle est de 15 cm ; on vérifie l'effort tranchant  $\tau_u < \bar{\tau}$ .

$$\alpha < 0,4 \Rightarrow V_x = (q \times l_x)/2 = 8,65 \text{ kn}$$

$$\tau_u = 0,064 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$



**Figure II - 28 :** Schéma ferrailage du panneau de la dalle pleine.

**II.8.1. Calcul des éléments non structuraux**

Le ferrailage de ces éléments s'effectue selon les règles **BAEL91** et les règles parasismique Algériennes en vigueur (**RPA99/version 2003**), le calcul va concerner les éléments suivants :

- l'acrotère.
- les balcons.
- Les escaliers.

**II.8.2. Etude de l'acrotère**

L'acrotère se comporte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

- L'effet normal dû à son poids propre G.
- La surcharge horizontale due à la main courante Q.
- **Schéma statique**

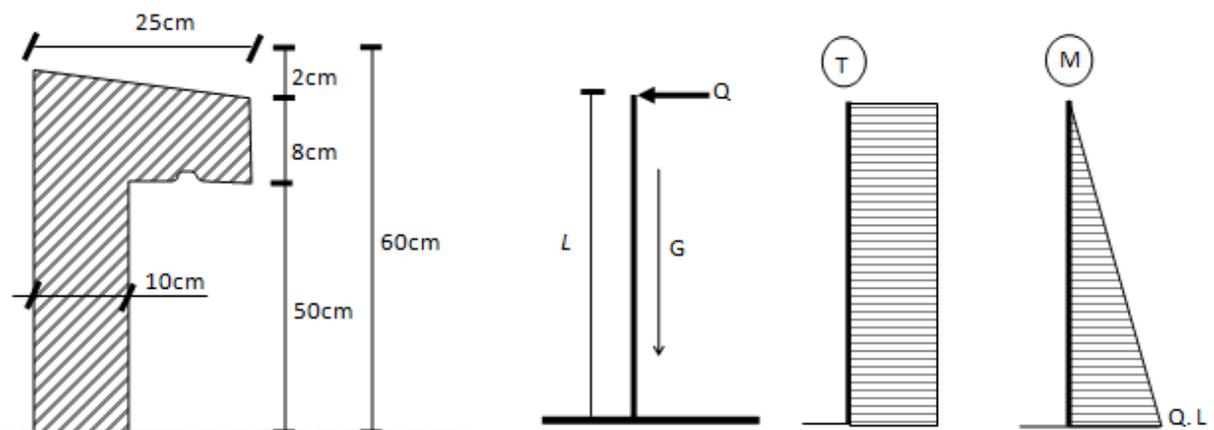


Figure II - 29 : Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.

**II.8.2.1. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme**

➤ D'après le R.P.A 99 (version 2003 Article 6-3) :  $F_p = 4.C_p.A.W_p$

Il faut vérifier que :  $F_p < 1,5Q$

Avec :

$A=0,15$  ;  $C_p = 0,8$  ;  $W_p = 1,83$

$F_p = 0,88KN < 1,5.Q = 1,5KN$  .....Condition vérifiée

II.8.3. Calcul des sollicitations

Tableau II- 22 : Calcul des sollicitations.

État limite ultime (E.L.U.R)	État limite de service(E.L.S)
$N_u = 1,35 \times G = 2,47 \text{ KN/ml}$	$N_{ser} = N_G = 1,83 \text{ KN/ml}$
$M_u = 1,5 \times Q \times h = 0,9 \text{ KN.m}$	$M_{ser} = M_Q = Q \times h = 0,6 \text{ KN.m}$
$V_u = 1,5 \times V = 1,5 \text{ KN}$	$V_u = 1,5 \times V = 1,5 \text{ KN}$

II.8.4. Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{aligned}
 &\rightarrow e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,47} = 0,36 \text{ m} \\
 &\rightarrow e_2 = \frac{3L_r^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi) = 0,00144 \text{ m} \\
 &\rightarrow e_a = \text{Max} \left( 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right) = 2 \text{ cm} \\
 &\rightarrow e_0 = e_1 + e_a + e_2 = 0,381 \text{ m} \Rightarrow e_0 > \left( \frac{h_0}{2} - C' \right)
 \end{aligned} \right\}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures ou bien la section partiellement comprimé.

II.8.5. Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue

État limite ultime (E.L.U.R)	État limite de service (E.L.S)
$e_u = e_0 + \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,421 \text{ m}$	$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,83} = 0,33 \text{ m}$
$M_u = N_u e_u = 1,04 \text{ KN.m}$	$M_{ser} = N_{ser} \times e_s = 0,68 \text{ KN.m}$

II.8.6. Calcul du ferrailage (E. L. U. R)

➤ Le calcul se fait sur une section rectangulaire

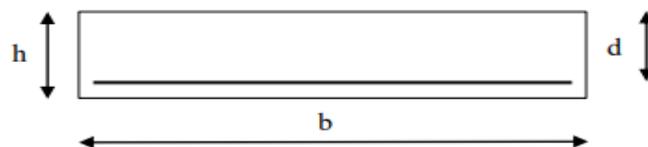


Figure II - 30 : Section d'acrotère à ferrailier.

**II.8.6.1.1. Calcul des moments réduits**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1,04 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,009$$

**II.8.6.1.2. Vérification de l'existence des armatures comprimés A'**

$$\mu_1 = 0,8 \alpha_1 (1 - 0,4 \alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 \quad ; \quad 1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu = 0,009 \Rightarrow \beta = 0,995.$$

$\mu < \mu_1 \rightarrow A' = 0 \rightarrow$  Armatures comprimées non nécessaires.

**II.8.6.1.3. Calcul des paramètres caractéristiques de la section**

- Coefficient de la fibre neutre :  $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,011$  ;
- Ordonnée de la fibre neutre :  $y = \alpha \times d = 0,011 \times 0,09 = 0,001$  ;
- Bras de levier du couple interne :  $Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09(1 - 0,4 \times 0,011) = 0,09 \text{ m}$  ;

**II.8.6.2. Détermination de la section théorique des aciers tendus****II.8.6.2.1. Section d'armatures en flexion simple**

$$A_u = \frac{M_{UA}}{Z_b \times \sigma_S} = \frac{1,04}{0,09 \times 348} = 0,33 \text{ cm}^2$$

**II.8.6.2.2. Section d'armatures en flexion composée**

$$A_{fc} = A_U - \frac{N_U}{100 \times \sigma_S} = 0,33 - \frac{2,47 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,26 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times 0,23 = 1,09 \text{ cm}^2$$

- **Armatures principales**

$$A_s = \max(A_{su} ; A_{sl} ; A_{min}) = 1,09 \text{ cm}^2$$

**II.8.6.2.3. Espacement D'après le B.A.E.L 91 :  $e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = 30\text{cm}$** 

On prend :  $e = 33 \text{ cm}$ . Nous avons adopté : 4T8 Soit :  $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$ .

**II.8.6.2.4. Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

**II.8.6.3. Espacement D'après B.A.E.L91**

$$e \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 33 \text{ cm}$ . Nous avons adopté : 4T8 Soit :  $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

**II.8.6.3.1. Vérifications à l'E.L.U**➤ **Contrainte de cisaillement**

- $\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 0,017 \text{ MPa}$
- $\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$
- $\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ .

} ⇒ Condition vérifiée

➤ **Vérification à l'E.L.S**

- $y_1 = 2,05 \text{ cm} ; I = 1524,65 \text{ cm}^4$
- $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{0,68 \times 10^3}{1524,65} \times 2,05 = 0,91 \text{ MPa}$
- $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bc} = 0,91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

} ⇒ Condition vérifiée

**II.8.6.3.2. Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$** 

- $\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$
- $\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{680}{1524,65} (9 - 2,05) = 46,50 \text{ MPa}$
- $\sigma_{st} = 46,50 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$

} ⇒ Condition vérifiée

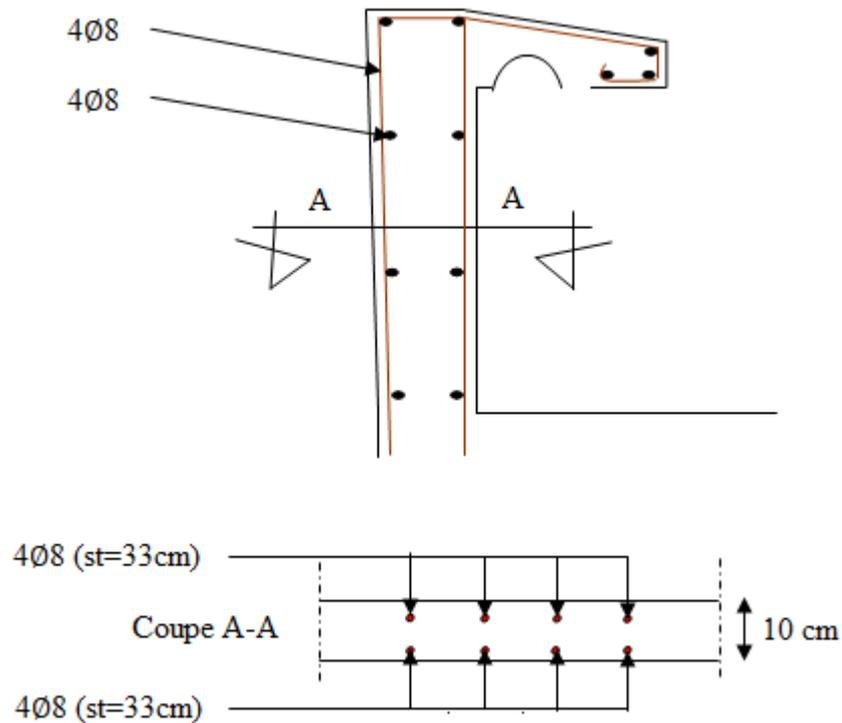


Figure II - 31 : Schéma de ferrailage d'acrotère.

### II.9. Calcul des balcons

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

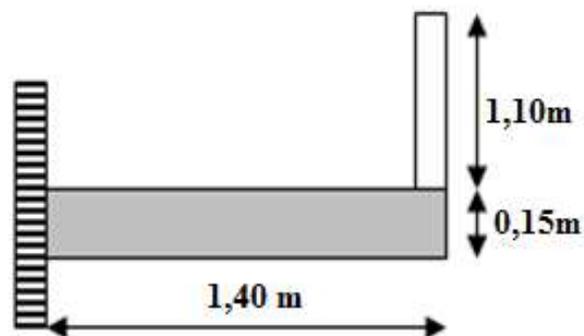


Figure II - 32 : Schéma représente type de balcon.

**II.9.2.Evaluation des charges et surcharges**

- Poids propre de balcon :  $G= 5,27 \text{ KN/m}^2$ .
- Surcharge sur le balcon :  $Q =3.5 \text{ KN/m}^2$

**II.9.2.1. Combinaisons des charges**

- $Q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,36 \text{ KN}$
- $Q_s = G + Q = 8,77 \text{ KN}$

**II.9.2.2. Calcul de la charge concentrée**

- $P = \gamma \times b \times h \times 1\text{m} = 1,43\text{KN}$
- $P_U = 1,35P = 1,93\text{KN}$ .
- $P_S = 1,43\text{KN}$ .

**II.9.2.3. Calcul des moments et des efforts tranchant**

$$M_{\max} = -\frac{Q_u L^2}{2} - P_u L = -14,81\text{KN.m.}$$

$$T_{\max} = Q_u \cdot L + P_u = 19,23 \text{ KN.}$$

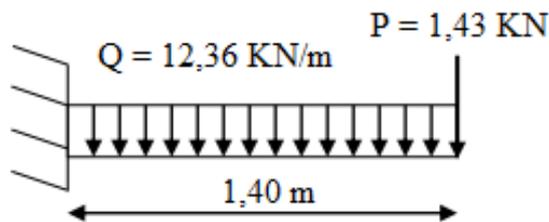


Figure II - 33 : Schéma représente le type de balcon.

**II.9.2.4.Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R**

Le calcul se fait sur une section rectangulaire :

$$b = 100 \text{ cm, } h = 15 \text{ cm; } d = 0,9 \times h = 13,5 \text{ cm, } M_{\max} = 14,81\text{KN.m}$$

**Tableau II- 23 : Calcul de ferrailage de balcon.**

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	14,81(KN.m)	$\mu < \mu_l = 0,392$ Pas d'acier comprimé $A'=0$
<b>Moment réduit <math>\mu</math></b>	$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$	0,057	

<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,073	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta = 1 - 0,4\alpha$	0,970	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$		3,24cm <sup>2</sup>

#### II.9.2.4.1. Condition non fragilité

$$A_{\min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times 0,23 = \frac{100 \times 13,5 \times 2,1}{400} \times 0,23 = 1,63 \text{ cm}^2$$

On remarque que  $A_{\text{calcul}} = 3,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$  ; donc le ferrailage se fera avec  $A_s$  :

$$A_{\text{adopt}} = 4T12/\text{ml} \rightarrow 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Avec un espacement } e = 33 \text{ cm.}$$

#### II.9.2.5. Les armatures de répartition $A_r$

$$A_r = \frac{A_{\text{adopt}}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On prend 4T8  $\rightarrow 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Avec un espacement  $e = 33 \text{ cm}$ .

#### II.9.2.5.1. Les vérifications

##### ➤ Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{19,23 \times 10}{13,5 \times 100} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

}  $\Rightarrow$  Condition vérifiée

➤ **Vérification d'adhérence des barres**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{19,23 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 12,56 \times 10^2} = 1,26 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,26 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$$

} ⇒ Condition vérifiée

**II.9.2.5.2. Vérification a l'E.L.S**

La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$  ;

La contrainte dans l'acier :  $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$  .

➤ **Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\frac{100(3,65)^3}{3} + 15 \times 4,52(13,5 - 3,65)^2 \Rightarrow I = 8199,03 \text{ cm}^4$$

$$50 y^2 + 67,80y - 915,30 = 0 \rightarrow y = 3,65 \text{ cm}$$

- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{10,60 \times 10^3}{8199,03} \times 3,65 = 4,71 \text{ MPa}$
- $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bc} = 4,71 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$

} ⇒ Condition vérifiée

➤ **Détermination de contrainte dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$**

- $\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 202 \text{ MPa}$
- $\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 191,02 \text{ MPa.}$
- $\sigma_{st} = 191,02 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa.}$

} ⇒ Condition vérifiée

**II.9.2.6. Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ on adopt 4T8/ml} \rightarrow 4,01 \text{ cm}^2$$

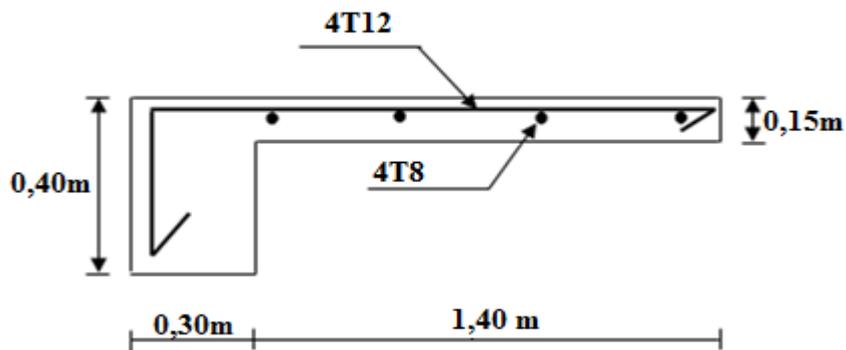
**II.9.2.6.1. Vérification de la flèche**

On doit vérifier que :  $F_{cal} < F_{adm}$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[ \frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{(1,50)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 31012,84} \left[ \frac{8,77 \times 1,50}{8} + \frac{1,43}{3} \right] = 0,064 \text{cm.}$$

$$F_{adm} = L/250 = 150/250 = 0,60 \text{cm.}$$

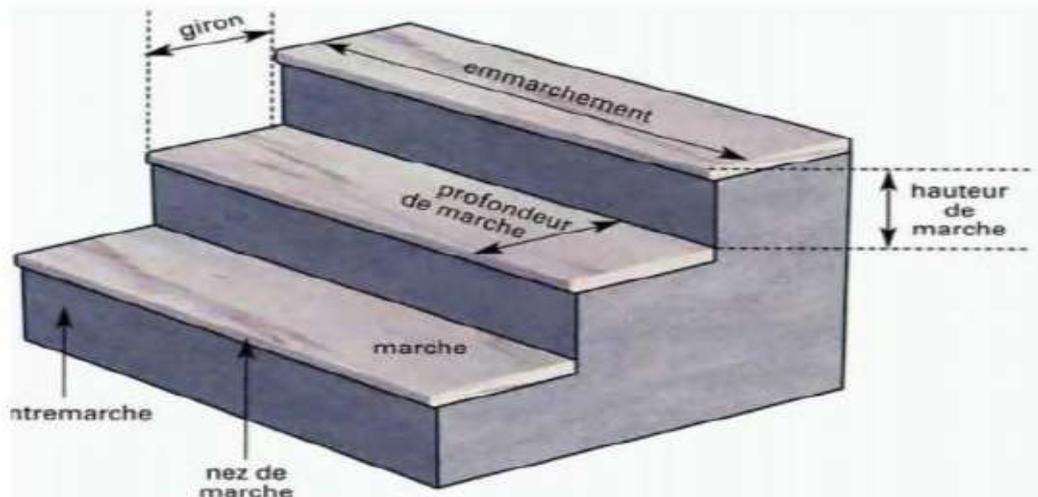
$F_{cal} = 0,064 \text{cm} < F_{adm} = 0,60 \text{cm}$  .....Condition vérifiée



**Figure II - 34** : Schéma de ferrailage du balcon.

**II.10. Étude d'escaliers**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie,



**Figure II - 35** : Les éléments d'une volée d'escalier.

**II.10.2. Dimensions des escaliers**

➤ Pour déterminer g et h on utilise la relation de blondel :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

On prend :  $2h + g = 64 \text{ cm}$  ( $H = n.h = \frac{h_e}{2}$ )

Avec :

- n : Nombre de contre marches
- h : Hauteur de la marche (contre marche),
- g : Largeur de la marche,
- L : Projection horizontale de la longueur totale de la volée :  $L = (n - 1)g$

➤ Les escaliers de notre projet sont à deux volées droites avec un palier de repos.

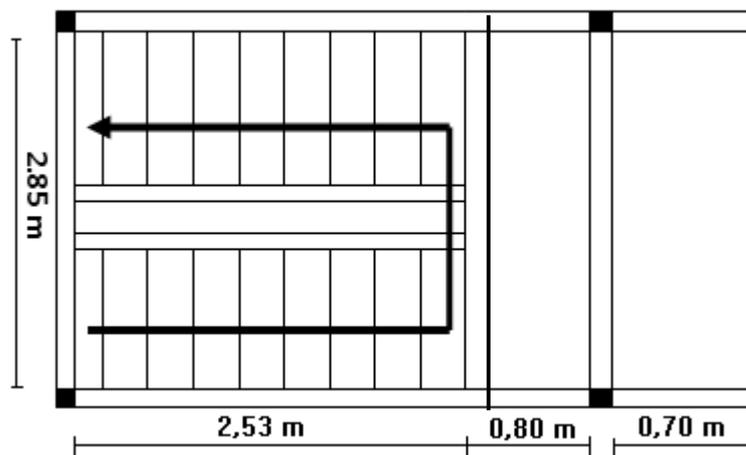


Figure II - 36 : Vu en plan de l'escalier.

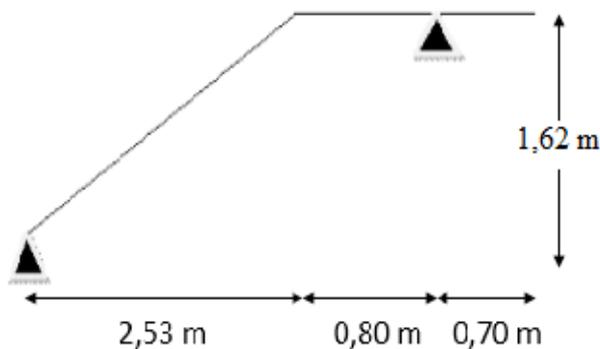


Figure II - 37 : Schéma statique de l'escalier.

**II.10.3. Dimensionnement des Marches et contre marches**

On prend :  $2h + g = 64 \text{ cm}$  ( $H = n.h = \frac{h_e}{2}$ )

$h = H/n$  et  $g = L/(n - 1) \rightarrow$  Donc d'après Blondel on a :  $m = (L/(n - 1)) + 2 \times H/n$

Et puis :  $mn^2 - (m+L+2H) n + 2H = 0 \dots\dots\dots(2)$

Avec :  $m = 64 \text{ cm}$ ,  $H = 162 \text{ cm}$  et  $L = 253 \text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient :  $64 n^2 - 610 n + 323 = 0$

**II.10.3.1. Nombre de contre marche : n=9****II.10.3.2. Nombre de marche : n-1= 8**

$h = 162/9 = 18 \text{ cm}$ . ;  $g = L/(n - 1) = 30 \text{ cm}$ .

**II.10.3.3. On vérifie avec la formule de Blondel :**

$59 \text{ cm} \leq (2 \times 18) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$ .  $\rightarrow$  condition vérifiée

**II.10.4. Épaisseur de la volée ( $e_v$ ) :**

$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow 9,80 \text{ cm} \leq e_v \leq 14,71 \text{ cm} \rightarrow e_v = 12 \text{ cm}$ .

**II.10.5. Épaisseur de la volée ( $e_v$ ) :**

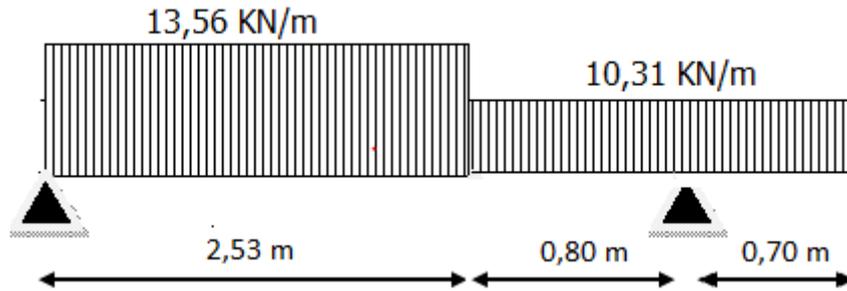
$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,86} = 13,95 \text{ cm}$ .  $\rightarrow e_p = 15 \text{ cm}$ .

**II.10.6. Evaluation des charges et surcharges**

<b>➤ Paillasse</b>	<b>Palier</b>
Charge permanente : $G = 7,27$	Charge permanente : $G=4,86 \text{ KN/m}^2$
Surcharge : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$	Surcharge : $2,5 \text{ KN/m}^2$
$q_u = 1,35G + 1,5Q=13,56 \text{ kN/m}$	$q_u = 1,35G + 1,5Q=10,31 \text{ kN/m}$
$q_{ser} = G + Q = 9,77 \text{ kN/m}$	$q_{ser} = G + Q = 7,36 \text{ kN/m}$

**II.10.6.1. Calcul des sollicitations**

$$\frac{q_{\text{paillasse}} - q_{\text{palier}}}{q_{\text{palier}}} = \frac{13,56 - 10,31}{10,31} = 0,31 > 10 \% \text{ ; On garde le schéma statique réel.}$$



**Figure II - 38 :** Schéma statique des charges de l'escalier.

**II.10.6.1.1. État limite ultime (E.L.U.R)**

➤ **Les réactions d'appuis :**

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 49,77 \text{ KN.}$$

$$\sum \frac{M}{A} = 0 \Rightarrow R_a = 21,45 \text{ KN. ; } R_b = 28,32 \text{ KN.}$$

➤ **Moment fléchissant max**

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) \Rightarrow T(x) = 21,45 - 13,56x$$

Pur  $T(x)=0 \rightarrow x = 1,58 \text{ m}$

$$M(1,58) = 21,45 \times 1,58 - 13,56 \times \frac{(1,58)^2}{2} \Rightarrow M_{\text{max}} = 16,97 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments maximaux en travée**

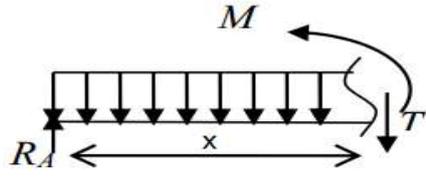
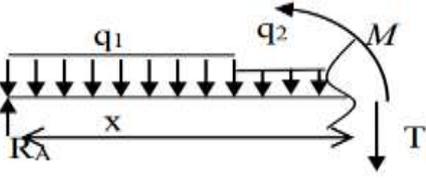
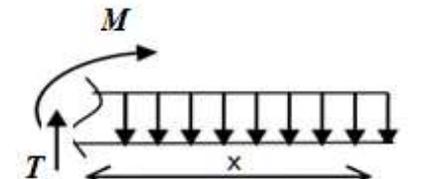
$$M_{\text{max}} = 16,97 \text{ kN.m} \Rightarrow M_{\text{travée}} = 0,85 \times M_{\text{max}} = 14,42 \text{ kN.m}$$

➤ **Moments maximaux en appuis**

$$M_{\text{max}} = 16,97 \text{ kN.m} \Rightarrow M_{\text{appuis}} = 0,40 \times M_{\text{max}} = 6,78 \text{ kN.m}$$

**Tableau II- 24 :** Calcul les efforts tranchants de l'escalier.

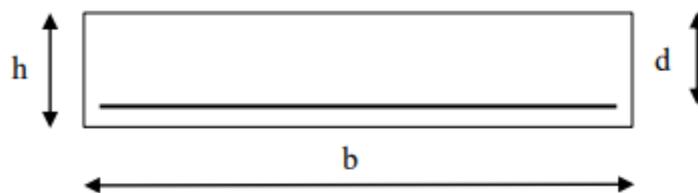
Effort tranchant		
Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)

$0 \leq x \leq 2,53\text{m}$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $T(0) = 21,45 \text{ KN}$ $T(2,53) = -12,85 \text{ KN}$
$2,53\text{m} \leq x \leq 3,33\text{m}$		$T(x) = R_A - 2,53q_1 - q_2 \cdot (x - 2,53)$ $T(2,53) = -12,85 \text{ KN}$ $T(3,33) = -21,10 \text{ KN}$
$0 \text{ m} \leq x \leq 0,70\text{m}$		$T(x) = q_2 \cdot x$ $T(0) = 0 \text{ KN}$ $T(0,70) = 7,21 \text{ KN}$

**II.10.6.2.1. Calcul de ferrailage de l'escalier à l'E.L.U.R**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b×h) cm<sup>2</sup>.

- En travée : b =100 cm ; h =12 cm ; d =10,8 cm ; M<sub>t</sub> = 14,43 kN. m
- Sur appuis : b =100 cm ; h =14 cm ; d =12,6 cm ; M<sub>t</sub> = 6,78 kN. m



**Figure II – 39 :** Section d'escalier à ferrailer.

- **En travée**

**Tableau II- 25 :** Calcul de ferrailage d'escalier en travée.

<b>Moment ultime M<sub>u</sub></b>	$M_u$	14,43(KN.m)	
<b>Moment réduit μ</b>	$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$	0,087	$\mu < \mu_l = 0,392$

<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	Pas d'acier comprimé $A' = 0$
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,114	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta = 1 - 0,4\alpha$	0,954	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	4,02 cm <sup>2</sup> /ml	

**II.10.6.2.2. Condition non fragilité**

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times 0,23 = \frac{100 \times 10,8 \times 2,1}{400} \times 0,23 = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Armatures principales**

$$A_{cal} > A_{min}$$

$$A_{adopt} = 5T14/\text{ml} \rightarrow 7,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **D'après le B.A.E.L 91 :**

$$e \leq \min(3h ; 45\text{cm}) = 36\text{cm} \quad \text{On prend : } e = 25 \text{ cm}$$

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{adopt}}{4} = \frac{7,7}{4} = 1,93 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } 4T10 \rightarrow 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **D'après le B.A.E.L 91**

$$e \leq \min(3h ; 45\text{cm}) = 36\text{cm} \quad \text{On prend : } e = 25 \text{ cm}$$

➤ **Sur appuis**

**Tableau II- 26 : Calcul de ferrailage d'escalier sur appuis.**

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	6,78(KN.m)	
<b>Moment réduit <math>\mu</math></b>	$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$	0,03	$\mu < \mu_1 = 0,392$

<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	Pas d'acier comprimé $A' = 0$
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,038	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta = 1 - 0,4\alpha$	0,985	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	1,57 cm <sup>2</sup> /ml	

➤ **Condition non fragilité**

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times 0,23 = \frac{100 \times 12,6 \times 2,1}{400} \times 0,23 = 1,52 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

➤ **Armatures principales**

$$A_{cal} > A_{min}$$

$$A_{adopt} = 2T12/\text{ml} \rightarrow 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **D'après le B.A.E.L 91 :**

$$e \leq \min(3h ; 45\text{cm}) = 42\text{cm} \quad \text{On prend : } e = 33 \text{ cm}$$

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{adopt}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } 4T10 \rightarrow 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **D'après le B.A.E.L 91 :**

$$e \leq \min(3h ; 45\text{cm}) = 42\text{cm} \quad \text{On prend : } e = 33 \text{ cm}.$$

**II.10.6.2.2. Les Vérifications**

➤ **Justification vis-à-vis de l'effort tranchant**

- $\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{21,45 \times 10}{100 \times 10,8} = 0,19 \text{ MPa}.$
  - $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13 \cdot f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}.$
  - $\tau_u = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$
- } ⇒ Condition vérifiée

➤ **Vérification au niveau des appuis**

$$\begin{aligned}
 & \bullet A_{\min} = \frac{1,15}{f_e} \left( T + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) \\
 & \bullet A_{\min} = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left( 21,45 + \frac{6,78 \times 10^2}{0,9 \times 12,6} \right) = 2,65 \text{ cm}^2 \\
 & \bullet A_{\text{adm}} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,65 \text{ cm}^2
 \end{aligned}
 \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \bullet A_{\min} = \frac{1,15}{f_e} \left( T + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) \\ \bullet A_{\min} = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left( 21,45 + \frac{6,78 \times 10^2}{0,9 \times 12,6} \right) = 2,65 \text{ cm}^2 \\ \bullet A_{\text{adm}} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,65 \text{ cm}^2 \end{aligned}} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**II.10.6.2.2. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S**

**a) En travée**

➤ **Détermination de la position de l'axe neutre**

$$50y^2 + 52,8y - 570,24 = 0 \rightarrow y = 2,63 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

➤ **Détermination du moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 \rightarrow I = 3439,87 \text{ cm}^4.$$

➤ **Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{10,38 \times 10^3}{3439,87} \times 2,63 = 7,93 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 7,93 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Sur appuis**

➤ **Détermination de la position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) \rightarrow y = 1,89 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

➤ **Détermination du moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + (\eta \cdot A_s)(d - y)^2 \rightarrow I = 2134,87 \text{ cm}^4.$$

➤ **Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{4,80 \times 10^3}{2134,87} \times 1,89 = 4,24 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 4,24 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la flèche

- $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{17}{333} = 0,051 \geq 0,033$
  - $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,003 \leq 0,005$
  - Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.
- } ⇒ Conditions vérifiées

II.10.6.2.3. Schéma de ferrailage de l'escalier

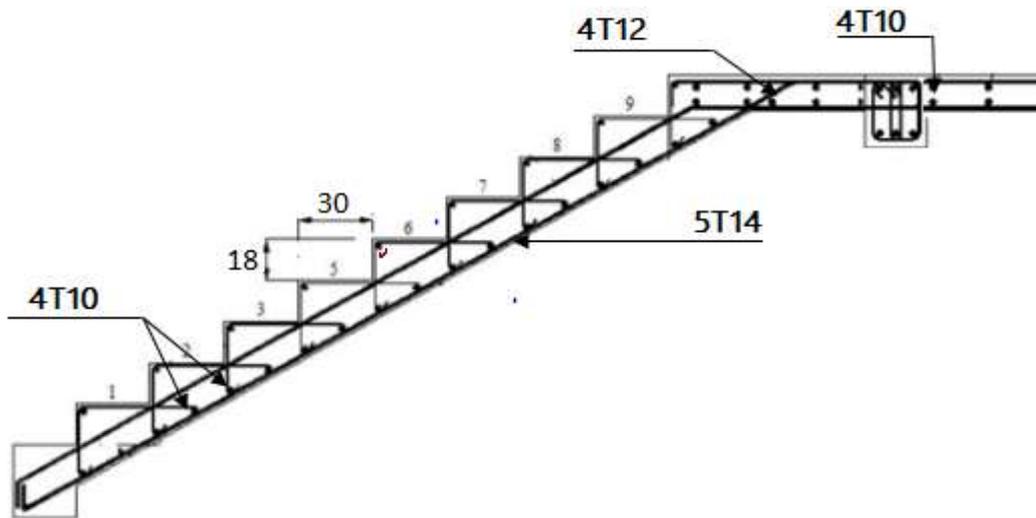


Figure II - 40 : Ferrailage de l'escalier .

II.10.7. Étude de la poutre palière

II.10.7.1. Dimensionnement

- Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 18,67 \text{ cm} \leq h \leq 28 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } h = 35 \text{ cm}$$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,6 \text{ cm} \Rightarrow \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

II.10.7.1.1. Vérifications des conditions du R.P.A 99/Version 2003

- $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}.$
  - $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$
  - $\frac{h}{b} = 1,16 \leq 4$  .
- } ⇒ Conditions vérifiées

**II.10.7.2.Charges supportées par la poutre**

- Poids propre de la poutre :  $G_p = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 1 = 2,63 \text{ kN/m}$
- Poids du mur situé sur la poutre :  $G_m = 3,23 \times 2 = 6,46 \text{ kN/m}$
- Réaction du palier :  $R_b(\text{ELU}) = 28,32 \text{ kN/ml}$  ;  $R_b(\text{E. L. S}) = 20,30 \text{ kN}$ .

**II.10.7.3.Calcul des sollicitations à l'E.L.U**

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{44,34 \times 2,85^2}{8} = 45,02 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 38,27 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40M_0 = 18,01 \text{ kN.m}$$

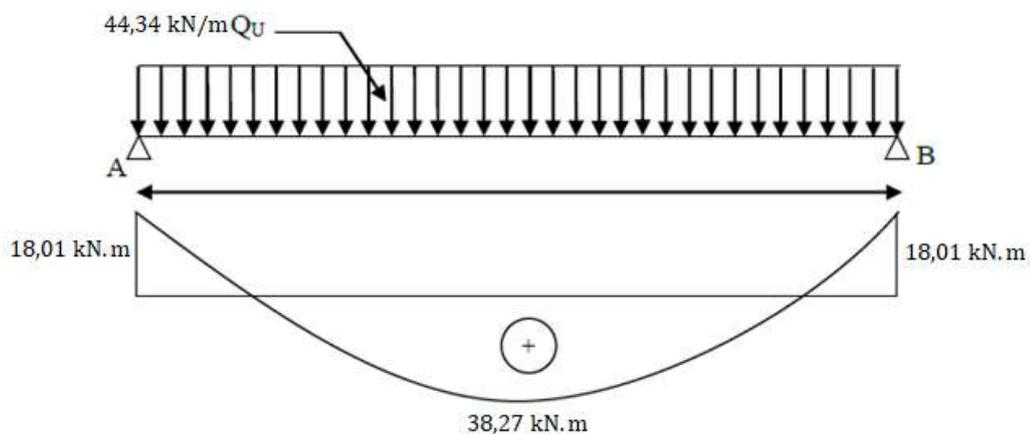


Figure II - 41 : Diagramme du moment pour la poutre palière.

**II.10.7.4.Calcul du ferrailage à l'E.L.U**

On a:  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 35 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$

- En travée

Tableau II- 27 : Calcul de ferrailage de la poutre palière en travée.

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	38,27 kN.m	$\mu < \mu_l = 0,392$ Pas d'acier comprimé $A' = 0$
<b>Moment réduit <math>\mu</math></b>	$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$	0,091	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,119	

<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta = 1 - 0,4\alpha$	0,952	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	3,68 cm <sup>2</sup> /ml	

On prend comme choix **6T12** avec :  $A_{adm} = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Sur appuis**

**Tableau II- 28** : Calcul de ferrailage de la poutre palière sur appuis.

<b>Moment ultime <math>M_u</math></b>	$M_u$	18,01 kN.m	$\mu < \mu_l = 0,392$ Pas d'acier comprimé $A' = 0$
<b>Moment réduit <math>\mu</math></b>	$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$	0,042	
<b>Etat limite de compression du béton</b>	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,054	
<b>Coefficient <math>\beta</math></b>	$\beta = 1 - 0,4\alpha$	0,978	
<b>Section d'aciers <math>A_s</math></b>	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	1,68 cm <sup>2</sup> /ml	

On prend comme choix **3T12** avec :  $A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

**II.10.7.4.1. Vérifications de la poutre palière**

**Tableau II- 29** : Vérification des différentes conditions (poutre palière).

<b>Condition</b>	<b>Vérification</b>	
Condition de non fragilité (travée)	$A_{min} = 1,14 \text{ cm}^2$	$A = 6,79 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Condition de non fragilité (appui)	$A_{min} = 1,14 \text{ cm}^2$	$A = 3,39 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée

Vérification de la contrainte à L'ELS (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 4,12 < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Vérification de la contrainte à L'ELS (appui)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 2,62 < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d}$ $\overline{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3,25\text{Mpa}$	$\tau_u = 0,48 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u$ Condition vérifiée

**II.10.7.4.2.Ferrailage des armatures transversales**

**a) Détermination du diamètre des armatures transversal**

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right\} = \min\{10 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

➤ **L'espacement**

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{28,35 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

➤ D'après le R,P,A 99/2003 Article 7.4.2.2 :

**Zone nodale :**  $S_t \leq \min\{15 \text{ cm}; 10\Phi_1\} \Rightarrow$  On prend  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

**Zone courante :**  $S_t \leq 15\Phi_1 \Rightarrow$  On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**II.10.7.4.2.Calcul de la flèche**

- $\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,105 \geq 0,062$
  - $\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t,ser}}{10 \times M_{0,ser}} \rightarrow 0,105 \geq 0,085$
  - $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0,0072 \leq 0,0105$ .
- }  $\Rightarrow$  Conditions vérifiées

**II.10.7.5.Calcul de la poutre palière à la torsion**

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier.

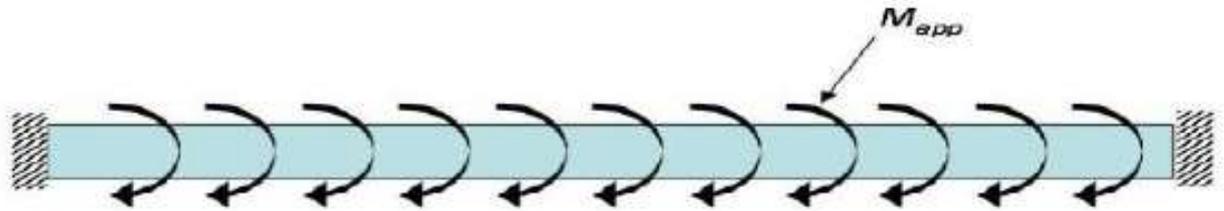


Figure II - 42 :La poutre palière à la torsion.

**II.10.7.5.1. Volée**

$$M_{tors} = M_a (\text{escalier}) = M_t = 6,78 \text{ kN.m}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement due à la torsion d'après le BAEL**

$$\tau_{torsion} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{6,78 \times 10^6}{2 \times 62500 \times 50} = 1,08 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{ul} \leq \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

➤ **Contraintes de cisaillement due à l'effort tranchant**

$$\tau_f = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{21,45 \times 10}{30 \times 27} = 0,26 \text{ MPa.}$$

➤ **Résistance en torsion et flexion**

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = (0,26)^2 + (1,08)^2 = 1,23 \text{ MPa}$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_{ulimite} \Rightarrow 1,23 \text{ MPa} \leq 11,08 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

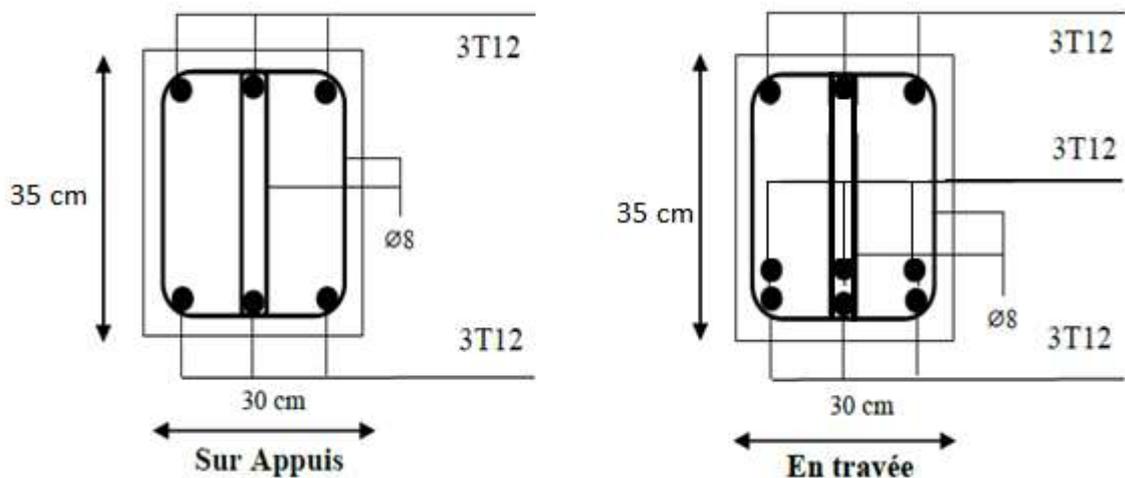


Figure II - 43 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

**II.11. Conclusion**

La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la stabilité et la durabilité de bâtiment, Dans ce chapitre nous avons effectué des calculs pour assurer la stabilité On a basé sur le pré dimensionnement des éléments principaux et secondaires de notre projet à l'aide des différents règlements, ce chapitre est considérée comme une étape essentielle qui nous permet par la suite d'entamer d'autres chapitres.

## **CHAPITRE III**

---

### **Analyse statique et dynamique et étude des variantes**

### III.1. Introduction

Le séisme est le résultat de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches, le résultat de la rupture des roches en surface se nomme une faille. Le lieu de la rupture des roches en profondeurs s'appelle le foyer.

Il est essentiel d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous les efforts sismique pour assurer un degré de protection acceptable de la structure et afin d'éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

Dans ce chapitre nous présentons l'analyse statique et dynamique de trois variantes des systèmes de contreventement avec l'interprétation des résultats.

### III.2. Présentation des systèmes de contreventement adoptés

Pour notre cas on va étudier trois systèmes de contreventement (Portiques Autostables en béton armé, système portiques contreventés par des voiles et système noyaux), chaque système contient des modèles différents.

**Tableau III-1** : Présentation des systèmes de contreventements adoptés « Système I ».

<b>Système de contreventement I</b> <b>(Portique Autostable en béton armé)</b>	
<b>Modèle I-1</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Les poteaux :               <ul style="list-style-type: none"> <li>{ <math>(40 \times 40)\text{cm}^2</math>: R. D. C , 1<sup>er</sup> étage ;</li> <li>{ <math>(35 \times 35)\text{cm}^2</math>: 2<sup>ème</sup> étage, 3<sup>ème</sup> étage;</li> <li>{ <math>(30 \times 30)\text{cm}^2</math>: 4<sup>ème</sup> étage , 5<sup>ème</sup> étage.</li> </ul> </li> <li>➤ Les poutres :               <ul style="list-style-type: none"> <li>{ Les poutres principales : <math>(30 \times 40)\text{cm}^2</math>;</li> <li>{ Les poutres secondaire: <math>(30 \times 35)\text{cm}^2</math>.</li> </ul> </li> </ul>
<b>Modèle I-2</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Les poteaux :               <ul style="list-style-type: none"> <li><math>(40 \times 40)\text{cm}^2</math> pour l'ensemble des étages.</li> </ul> </li> <li>➤ Les poutres :               <ul style="list-style-type: none"> <li>{ Les poutres principales : <math>(30 \times 40)\text{cm}^2</math>;</li> <li>{ Les poutres secondaire: <math>(30 \times 35)\text{cm}^2</math>.</li> </ul> </li> </ul>

**Tableau III-2** : Présentation des Systèmes de contreventements adopté « Système II ».

<b>Système de contreventement II</b> <b>(mixte assuré par des voiles et des portiques)</b>	
<b>Modèle II-1</b>	<p>➤ Les poteaux :</p> $\left\{ \begin{array}{l} (40 \times 40)\text{cm}^2: \text{R. D. C , } 1^{\text{er}} \text{ étage ;} \\ (35 \times 35)\text{cm}^2: 2^{\text{ème}} \text{ étage, } 3^{\text{ème}} \text{ étage;} \\ (30 \times 30)\text{cm}^2: 4^{\text{ème}} \text{ étage , } 5^{\text{ème}} \text{ étage.} \end{array} \right.$ <p>➤ Les poutres :</p> $\left\{ \begin{array}{l} \text{Les poutres principales : } (30 \times 40)\text{cm}^2 \\ \text{Les poutres secondaire: } (30 \times 35)\text{cm}^2 \end{array} \right.$ <p>➤ Les voiles (disposition 1) :</p> <p>Épaisseur de 15 cm.</p>
<b>Modèle II-2</b>	<p>➤ Les poteaux :</p> $\left\{ \begin{array}{l} (40 \times 40)\text{cm}^2: \text{R. D. C , } 1^{\text{er}} \text{ étage ;} \\ (35 \times 35)\text{cm}^2: 2^{\text{ème}} \text{ étage, } 3^{\text{ème}} \text{ étage;} \\ (30 \times 30)\text{cm}^2: 4^{\text{ème}} \text{ étage , } 5^{\text{ème}} \text{ étage.} \end{array} \right.$ <p>➤ Les poutres :</p> $\left\{ \begin{array}{l} \text{Les poutres principales : } (30 \times 40)\text{cm}^2; \\ \text{Les poutres secondaire: } (30 \times 35)\text{cm}^2. \end{array} \right.$ <p>➤ Les voiles (disposition 2) :</p> <p>Épaisseur de 15 cm.</p>
<b>Modèle II-3</b>	<p>➤ Les poteaux</p> $\left\{ \begin{array}{l} (40 \times 40)\text{cm}^2: \text{R. D. C , } 1^{\text{er}} \text{ étage ;} \\ (35 \times 35)\text{cm}^2: 2^{\text{ème}} \text{ étage, } 3^{\text{ème}} \text{ étage;} \\ (30 \times 30)\text{cm}^2: 4^{\text{ème}} \text{ étage , } 5^{\text{ème}} \text{ étage.} \end{array} \right.$ <p>➤ Les poutres :</p> $\left\{ \begin{array}{l} \text{Les poutres principales : } (30 \times 40)\text{cm}^2; \\ \text{Les poutres secondaire: } (30 \times 40)\text{cm}^2. \end{array} \right.$ <p>➤ Les voiles (disposition 3 : on garde la disposition 2 mais sans continuité des voiles en élévation dans les deux derniers étages) :</p> <p>Épaisseur de 15 cm.</p>

**Tableau III-3** : Présentation des Systèmes de contreventements adopté « Système III ».

<b>Système de contreventement III</b> <b>(contreventé par noyaux en béton armé)</b>	
<b>Modèle III-1</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Les poteaux           <ul style="list-style-type: none"> <li>{ <math>(40 \times 40)\text{cm}^2</math>: R. D. C , 1<sup>er</sup> étage ;</li> <li>{ <math>(35 \times 35)\text{cm}^2</math>: 2<sup>ème</sup> étage, 3<sup>ème</sup> étage;</li> <li>{ <math>(30 \times 30)\text{cm}^2</math>: 4<sup>ème</sup> étage , 5<sup>ème</sup> étage.</li> </ul> </li> <li>➤ Les poutres :           <ul style="list-style-type: none"> <li>{ Les poutres principales : <math>(30 \times 40)\text{cm}^2</math></li> <li>{ Les poutres secondaire : <math>(30 \times 40)\text{cm}^2</math></li> </ul> </li> <li>➤ Les voiles (disposition 4) : Épaisseur de 15 cm.</li> </ul>

### III.3. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA 99 version 2003) le calcul des efforts sismiques peut être traité par trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente ;
- Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### III.3.1. Méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente (ou méthode des forces de remplacement) pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, qui traite seulement du 1<sup>er</sup> mode de vibration et elle néglige les autres modes, Elle fait remplace l'effort dynamique par un autre effort statique équivalent fictive.

#### III.3.2. Analyse modale spectrale

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

#### III.2.3. Méthode d'Analyse dynamique par accélérogrammes

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

### III.3.4. Choix de la méthode

Dans notre cas, la méthode choisit est la méthode d'analyse modale spectrale.

### III.4. Présentation du logiciel ETABS V.9.6.0

La conception des structures en génie civil est une tâche complexe et qui prend un temps très considérable, pour cela le recours à l'informatique est très bénéfique. ETABS « **Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems** » est un logiciel intégré ultime pour l'analyse structurelle et la conception de bâtiments. Il offre des outils de modélisation inégalés, une puissance analytique linéaire et non linéaire incroyablement rapide, des capacités de conception et des affichages graphiques, des rapports, et des dessins schématiques qui permettent aux ingénieurs de déchiffrer et de comprendre rapidement et facilement les résultats de l'analyse [16],[17].

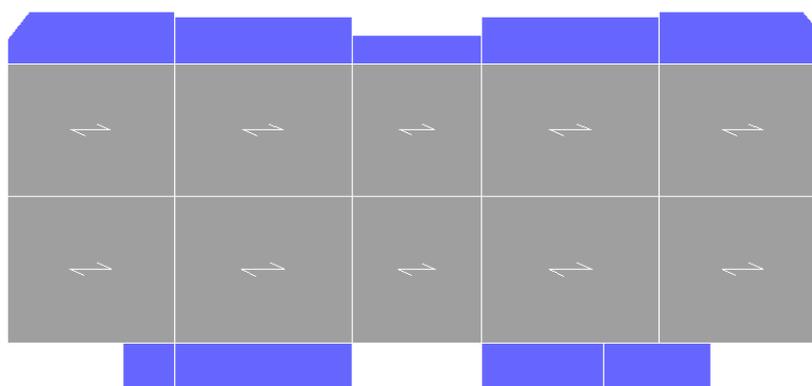
#### III.4.1. Étapes de modélisation

Les principes étapes de modélisation sont :

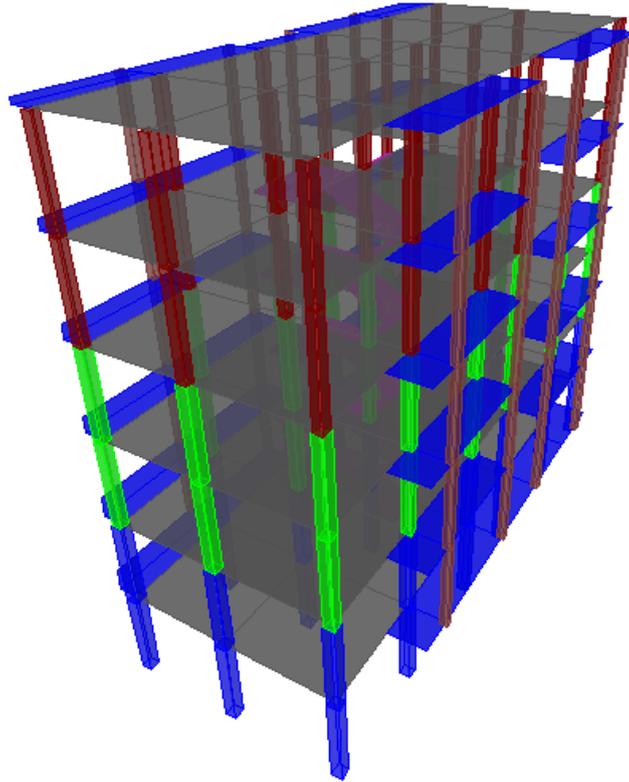
- Initialiser le modèle (unités, grilles, niveaux) ;
- Définir les paramètres de l'analyse (matériaux, sections, cas et combinaisons de chargements) ;
- Définir la géométrie du modèle ;
- Assigner les conditions aux appuis et les diaphragmes (chaque plancher a été modélisé par un diaphragme) ;
- Appliquer les charges ;
- Spécifier l'analyse (effet P-Delta, option d'analyse modale) ;
- Exécuter l'analyse ;
- Exploiter les résultats d'analyse (visualisation graphique, listes, exportation des résultats).

#### III.4.2. Présentation de la vue de la structure

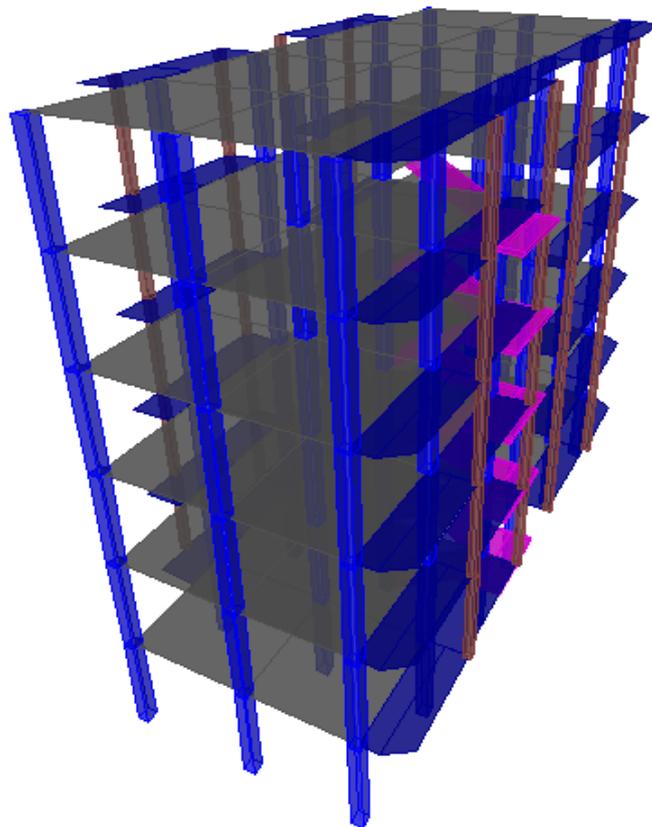
La modélisation de notre structure à l'aide du logiciel ETABS V.9.6.0 nous a donné les vues suivantes :



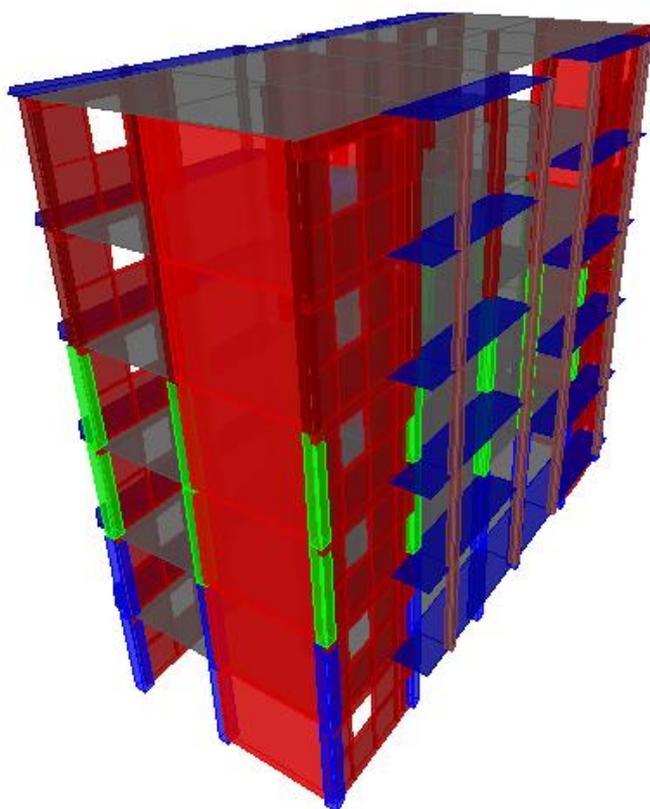
**Figure III-1** : La vue en plan.



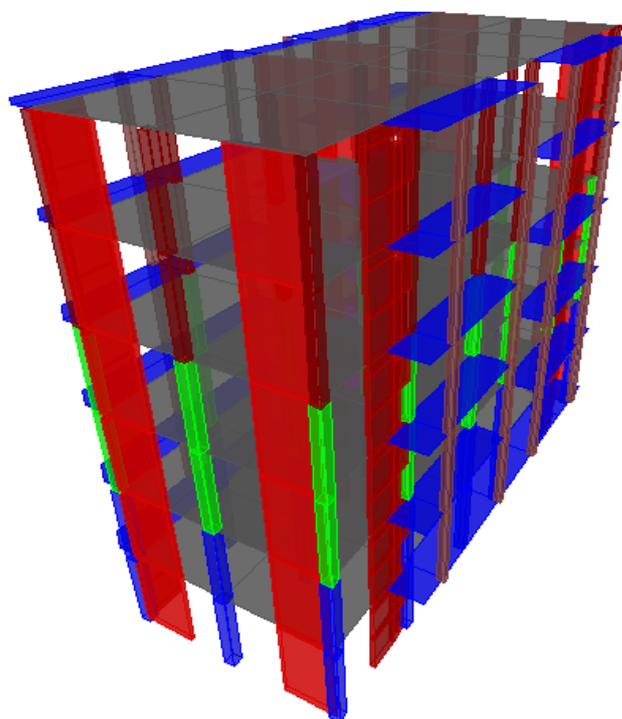
**Figure III-2** : La vue en 3D « système I- modelé I-1 ».



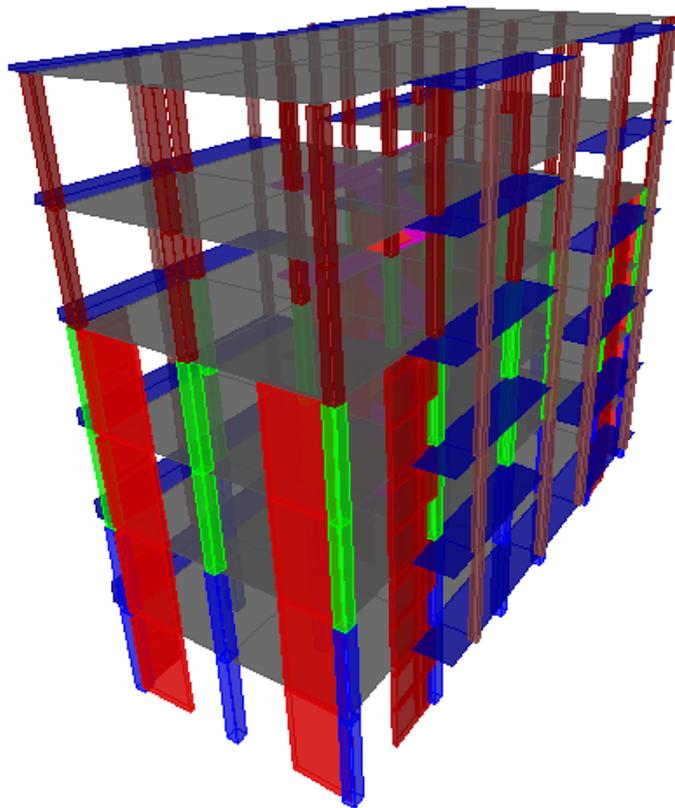
**Figure III-3** : La vue en 3D « système I- modèle I-2 ».



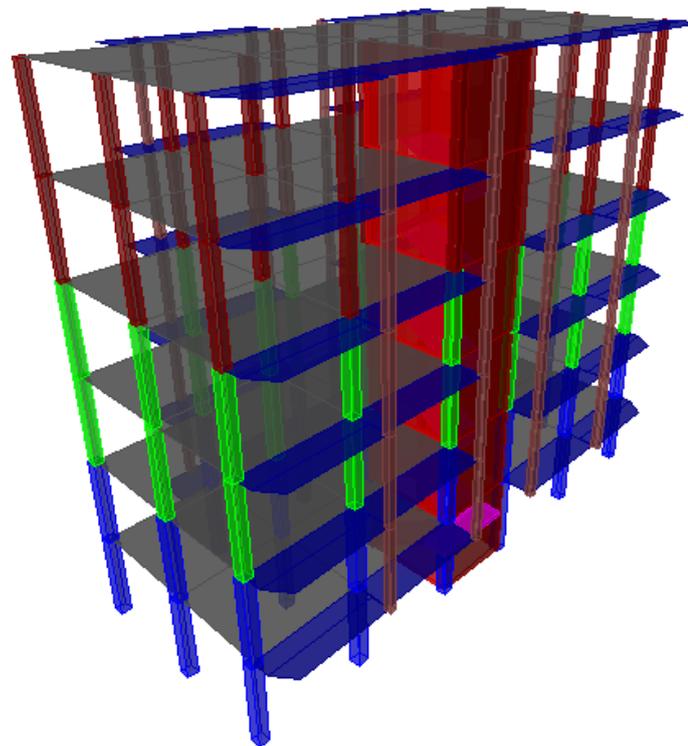
**Figure III-4** : La vue en 3D « système II - modèle II-1 ».



**Figure III-5** : La vue en 3D « système II - modèle II-2 ».



**Figure III-6** : La vue en 3D « système II - modelé II-3 ».

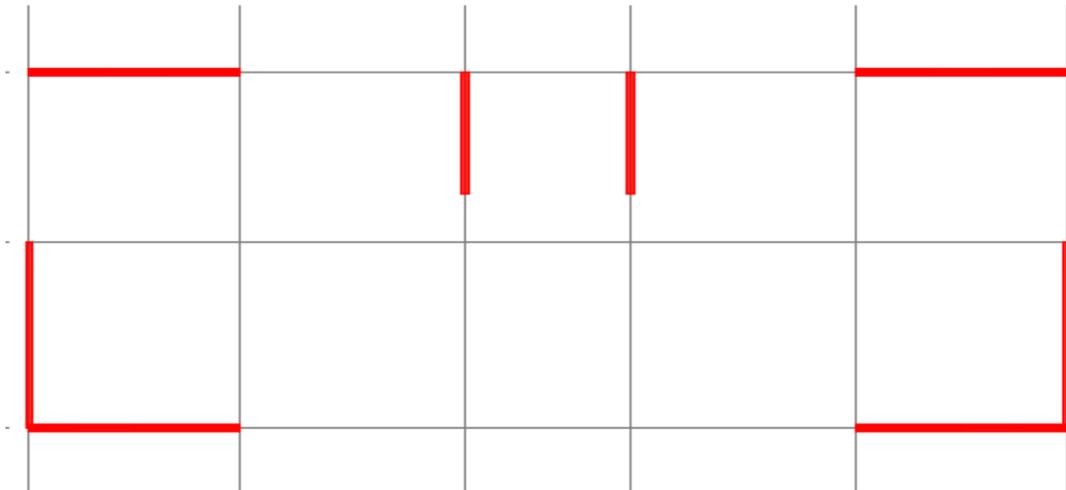


**Figure III-7** : La vue en 3D « système III- modelé III -1 ».

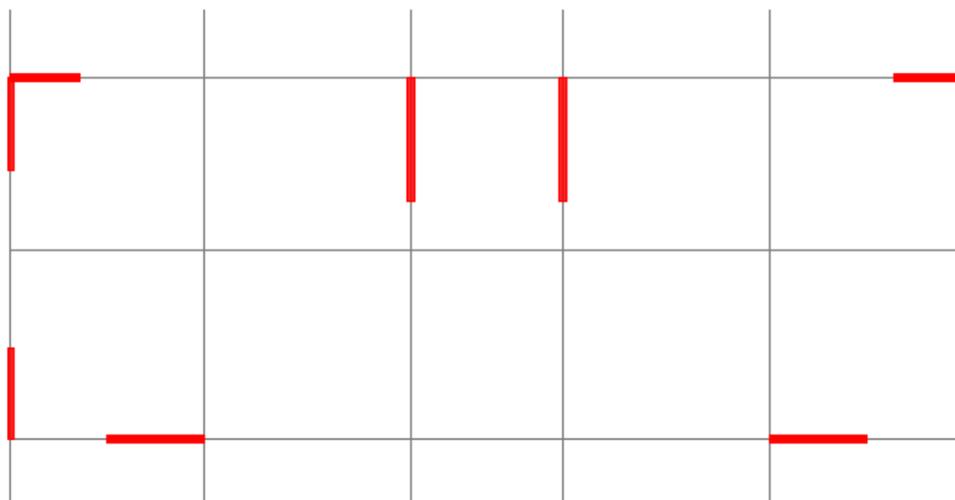
### III.5. Choix de la disposition des voiles

En premier lieu, le choix d'une variante est basé sur le fait d'avoir des mouvements de translations pour le premier et deuxième mode et pour le troisième mode un mouvement de torsion. Lors de la recherche d'une meilleure disposition de voiles, nous essayons au mieux de diminuer la distance entre le centre de masses et de rigidité cela afin d'avoir un moment de torsion, dû à l'action horizontal qui peu sollicité la structure, le plus faible possible.

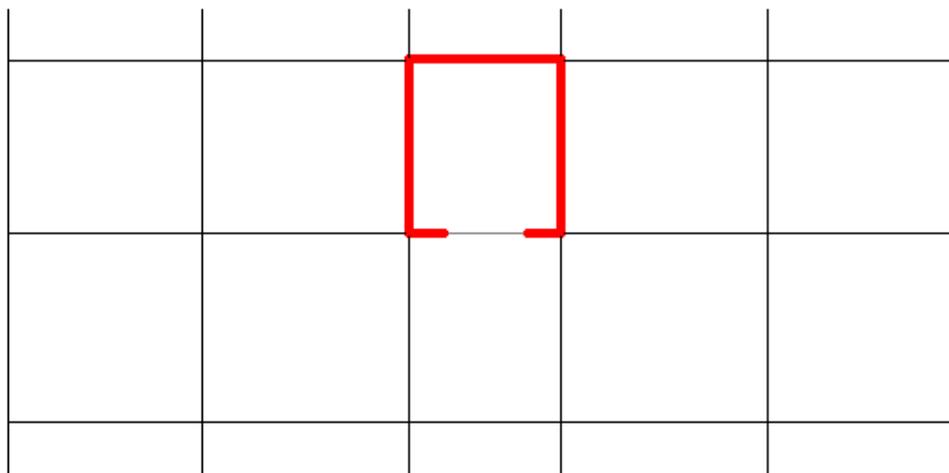
Pour les **systèmes II** et **système III**, on a adopté les dispositions représentée ci-dessous :



**Figure III-8** : La disposition des voiles N°:1 « système II - modèle II-1 ».



**Figure III-9** : La disposition des voiles N°: 2« système II - modèle II-2 » et La disposition des voiles N°: 3 « système II -modèle II-3, on garde la disposition 2 mais sans continuité des voiles en élévation dans les deux derniers étages ».



**Figure III-10** : La disposition des voiles N°:4 « système III- modelé III -1».

### III.6. Spectre de réponse RPA 99 Version 2003

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on a utilisé le programme «RPA99» qui nous a permis de donner les valeurs du spectre de réponse.

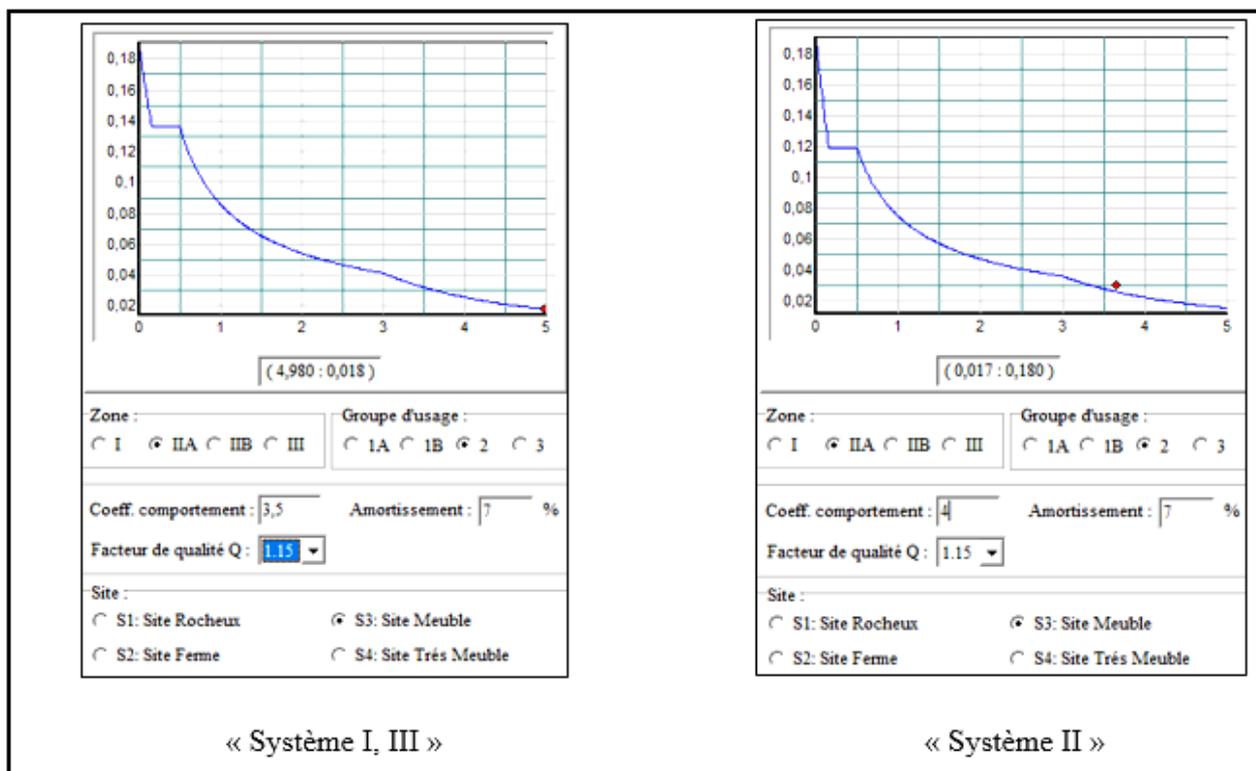
Selon «RPA 99 Version 2003» L'action sismique est indiquée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec :  $\frac{S_a}{g}$  Spectre de Réponse de calcul.

**Tableau III-4** : Les données à introduire dans le logiciel spectre.

Zone	Coefficient de comportement	Groupe d'usage	Site	Facteur de qualité (Q)	Coefficient d'amortissement
IIa	R=3,5 : Système I et III R=4 : Système II	2	S3 (Site meuble)	Q=1.15	$\xi = 7\%$



**Figure III-11** : Spectre de Réponse selon RPA 99 Version 2003

### III.7. Détermination des différents facteurs et coefficients selon RPA99 version 2003)

Avant de commencer les calculs et les vérifications, on doit déterminer les facteurs et les coefficients suivants :

A : Coefficient d'accélération de zone (**Tableau 4.1 RPA99 Version 2003**) ;

R : Coefficient de comportement (**Tableau 4.3 RPA99 Version 2003**) ;

Q : Facteur de qualité (**Tableau 4.4 RPA99 Version 2003**) ;

D : Facteur d'amplification dynamique (**Formule 4.2/ RPA99 Version 2003**) ;

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique (**Tableau 4.2/ RPA99 Version 2003**) ;

$\eta$  : Le facteur de correction d'amortissement (**Formule 4.3/ RPA99 Version 2003**) ;

T : La valeur de la période fondamentale (**Formule 4.7/ RPA99 Version 2003**) ;

W : Poids total de la structure (**Formule 4.5/ RPA99 Version 2003**).

#### III.7.1. Coefficient d'accélération « A »

D'après le RPA 99 version 2003, on a :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone sismique IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right. \rightarrow A = 0,15.$

**III.7.2. Coefficient de comportement de la structure « R »**

- R= 3,5 Pour le système I ;
- R=4 pour le système II ;
- R= 3,5 Pour le système III.

**III.7.3. Facteur de qualité « Q »****Tableau III-5 : Valeurs de la pénalité  $P_q$ .**

Critère q	$P_q$	
	observé	Non observé
1. Condition minimale sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. La régularité en plan	0	0,05
4. La régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle la qualité de l'exécution	0	0,10

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

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,10) = 1,15 \rightarrow Q = 1,15$$

**III.7.4. Facteur d'amplification dynamique moyenne « D »**

Est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

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

**III.7.5. Pourcentage d'amortissement critique «  $\xi$  »**

{ portique en béton armé  
remplissage dense  $\rightarrow \xi = 7\%$

**III.7.6. Le facteur de correction d'amortissement «  $\eta$  »**

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

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0,882 \geq 0,7$$

**III.7.7. La valeur de la période fondamentale « T »**

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau ;

$C_t$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage ;

$\xi$  : pourcentage d'amortissement critique ;

$Q$  : Facteur de qualité ;

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site,

On a :

$(T_1, T_2)$  : Période caractéristique associé la catégorie du sol :

$$\text{Sol meuble (site 3)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec} \end{cases}$$

$$T = \min \begin{cases} C_t \times (h_N)^{3/4} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

$T$  = La valeur de lapériode fondamentale le  $T$

$$h_N = 19,38 \text{ m}$$

$$C_t = 0,05$$

$D$  : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$D_y = 10,95 \text{ m} \Rightarrow T_y = \min \begin{cases} C_T \times (h_N)^{3/4} = 0,05 \times (19,38)^{3/4} = 0,46 \text{ s} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \times \frac{19,38}{\sqrt{10,95}} = 0,52 \text{ s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_y = 0,52 \text{ s}$$

$$\text{On a } 0 \leq T_x = 0,38 \leq 0,50$$

$$\text{Donc } D_x = 2,5\eta = 2,5 \times 0,882 \rightarrow D_x = 2,205$$

$$\text{Et } T_2 = 0,50 \leq T_y = 0,52 \leq 3,0 \text{ s}$$

$$\text{Donc } D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 \times \left(\frac{0,50}{0,52}\right)^{2/3} \rightarrow D_y = 2,148$$

### III.7.8. Le poids total de la structure «W»

On calcule le poids total de la structure de la méthode suivante :

$$W = \sum W_i \quad \text{avec } W_i = G_i + \beta P_i$$

$G_i$  : Poids du aux charges permanente et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

$P_i$  : Charge d'exploitation.

« $\beta$ » : Coefficient de pondération est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

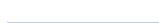
Pour notre structure (cas des bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés)  $\Rightarrow \beta = 0,2$

### III.7.8.1. Détermination du poids total de la structure à partir du logiciel ETABS V.9.6.0

On sélectionne les nœuds à la base ... Display  show tables ;

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS  Building Output  Story shears

Cases/combo  OK   $G\beta Q (G_i + \beta P_i)$   OK.

**Tableau III-6** : valeurs des poids cumuls et poids d'étage « système I ».

	Système I			
	Modèle I-1		Modèle I-2	
Niveaux	Poids cumuls (KN)	Poids d'étage (KN)	Poids cumuls (KN)	Poids d'étage (KN)
<b>Etage 5</b>	1789,88	1789,88	1891,62	1891,62
<b>Etage4</b>	3503,86	1713,98	3707,35	1815,73
<b>Etage3</b>	5265,09	1761,23	5523,09	1815,74
<b>Etage2</b>	7026,32	1761,223	7338,82	1815,73
<b>Etage1</b>	8842,05	1785,73	9154,55	1815,73
<b>RDC</b>	10650,18	1808,13	10962,68	1808,13

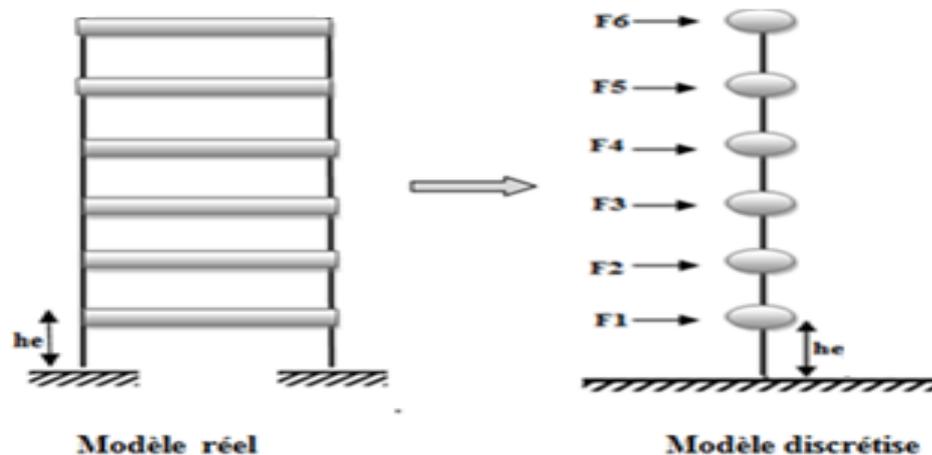
**Tableau III-7** : valeurs des poids cumuls et poids d'étage « système II ».

	Système II					
	ModèleII-1		ModèleII-2		Modèle II-3	
Niveaux	Poids cumuls (KN)	Poids d'étage (KN)	Poids cumuls (KN)	Poids d'étage (KN)	Poids cumuls (KN)	Poids d'étage (KN)

<b>Etage 5</b>	2131,81	2131,81	2030,04	2030,04	1781,49	1781,49
<b>Etage4</b>	4187,73	2055,92	3992,59	1962,55	3214,77	1433,28
<b>Etage3</b>	6290,89	2103,18	6002,36	2009,77	5505,26	2290,49
<b>Etage2</b>	8394,05	2193,16	8012,14	2009,78	7515,04	2009,78
<b>Etage1</b>	10551,72	2157,67	10076,43	2064,29	9579,32	2064,28
<b>RDC</b>	12699,63	2147,91	12130,96	2054,53	11633,85	2054,53

**Tableau III-8** : valeurs des poids cumuls et poids d'étage « système III ».

système III		
Niveaux	Poids cumuls (KN)	Poids d'étage (KN)
<b>Etage 5</b>	1931,71	1931,71
<b>Etage4</b>	3771,29	1839,58
<b>Etage3</b>	5658,1	1886,81
<b>Etage2</b>	7544,92	1886,82
<b>Etage1</b>	9486,24	1941,32
<b>RDC</b>	11419,96	1933,72



**Figure III-12** : Système brochette.

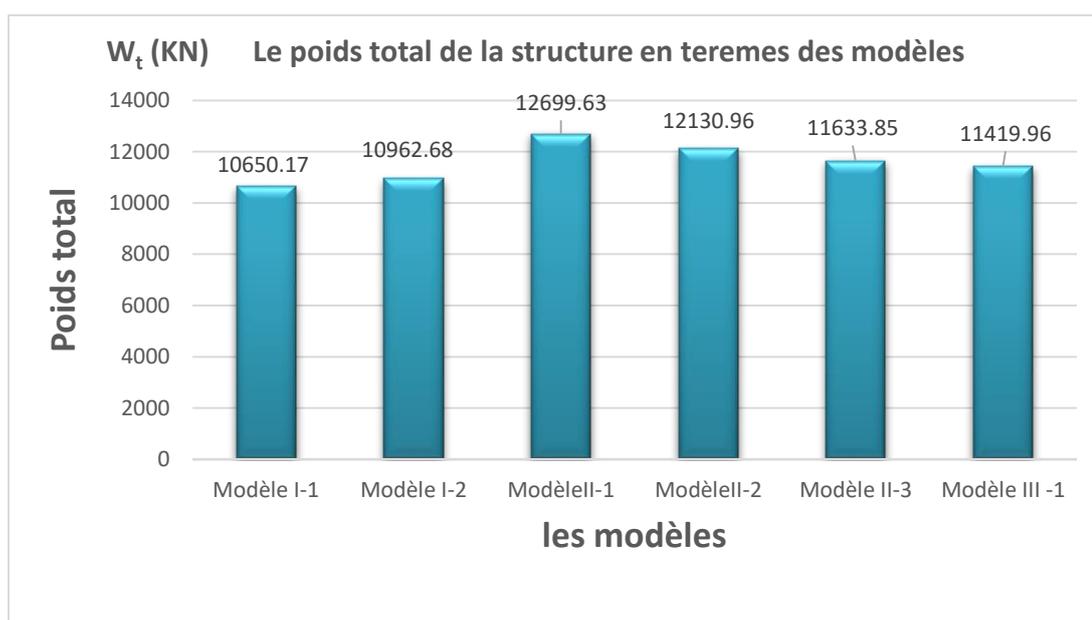
**Tableau III-9** : Le poids total de la structure.

	Système I		Système II			système III
Modèles	Modèle I-1	Modèle I-2	ModèleII-1	ModèleII-2	Modèle II-3	Modèle III -1
Poids total	10650,17	10962,68	12699,63	12130,96	11633,85	11419,96

### III.7.8.2. Discussions des résultats

La **figure III-13** ci-dessous montre le poids total de la structure en termes des modèles, on remarque que :

- Le poids total est différent entre les systèmes, où le **système II** et **système III** sont plus lourd environ **20%** par rapport le **système I**, cette différence est due à la variance du système de contreventement, où il y a des voiles dans le **système II** et **système III** par contre le **système I** il ne contient que des portiques.
- Aussi, cette différence de poids est liée à la différence dans les sections des poteaux carré qui varie entre **(30 ; 35 ; 40) cm** et **(40x40) cm** comme indique les tableaux « **Tableau III-1, Tableau III-2, Tableau III-3** ».
- Malgré la même disposition des voiles en plan, on remarque une différence de poids de **5%** entre le **modèle II-2** et le **modèle II-3**, cela est due à la continuité des voiles dans le **modèle II-2** par contre absence des voiles dans les niveaux **4** et **5** pour le **modèle II-3**.

**Figure III-13** : Le poids total de différents modèles

### III.8. Calcul de la force sismique

D'après RPA99 version 2003, la force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure est donnée par la formule suivante :

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

Après la détermination des coefficients « A, D, Q, W et R » on doit calculer la force sismique « V ».

**Tableau III-10** : La force sismique  $V_x$  ;  $V_y$ .

Modèles	$D_x$	$D_y$	$W_t$ (KN)	$V_x$ (KN)	$V_y$ (KN)
Modèle I-1	2.205	2,148	10650,17	1157,41	1127,49
Modèle I-2			10962,68	1191,37	1160,57
Modèle II-1			12699,63	1207,62	1176,40
Modèle II-2			12130,96	1153,54	1123,72
Modèle II-3			11633,85	1106,27	1077,67
Modèle III -1			11419,96	1241,06	1208,98

### II.9. Vérification des exigences du RPA99 Version 2003

On doit vérifier toutes les exigences du RPA (Version 2003) qui sont :

1. Vérification de la période (**Art 4.2.4**) ;
2. Vérification de l'excentricité (**Art 4.3**) ;
3. Pourcentage de la participation de la masse modale (**Art 4.3.4**) ;
4. Vérification de l'effort tranchant à la base (**Art 4.3.6**) ;
5. Vérification des déplacements (**Art 5.10**) ;
6. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux (**Art 7.4.3.1**) ;
7. Vérification de l'effet P-Delta. (**Art 5.9**) ;
8. Vérification de renversement (**Art 4.4.1**) ;
9. Justification de l'interaction voiles-portiques (**Art 4.b**).

### III.9.1. Détermination et vérification de la période

Comme la période propre de la structure traduit d'une manière fidèle sa rigidité, c'est-à-dire tant que la période du premier mode est faible tant que la structure est plus rigide et inversement elle est plus flexible tant que cette période est plus élevée.

#### III.9.1.1. Détermination de la période à partir de logiciel ETABS V.9.6.0

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

Display  show tables ;

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS  modal information  Building Modal Information.

**Tableau III-11** : Détermination de la période par le logiciel ETABS.

Modes	Système I		Système II			Système III
	Modèle I-1 (s)	Modèle I-2 (s)	ModèleII-1 (s)	Modèle II-2 (s)	ModèleII-3 (s)	Modèle III -1 (s)
1	0,8878	0,8496	0,3342	0,4809	0,5069	0,6780
2	0,8234	0,7958	0,3208	0,4269	0,4897	0,4103
3	0,7058	0,6805	0,2137	0,3721	0,4604	0,3632
4	0,3018	0,2653	0,1132	0,1460	0,2166	0,2243
5	0,2733	0,2447	0,1097	0,1020	0,1930	0,1245
6	0,2584	0,2267	0,0867	0,0956	0,1889	0,0973
7	0,1726	0,1481	0,0690	0,0694	0,1210	0,0910
8	0,1618	0,1403	0,0680	0,0451	0,1141	0,0840
9	0,1561	0,1338	0,0591	0,0419	0,1109	0,0642
10	0,1232	0,0991	0,0566	0,0415	0,0758	0,0528
11	0,1123	0,0943	0,0532	0,0301	0,052	0,0493
12	0,1090	0,0911	0,0496	0,0267	0,0503	0,0423
13	0,0932	0,0741	0,0468	0,0251	0,0388	0,0340
14	0,0838	0,0704	0,0389	0,0244	0,0265	0,0278
15	0,0829	0,0695	0,0387	0,0228	0,0249	0,0268
16	0,0716	0,0620	0,0368	0,0226	0,0231	0,0229
17	0,0668	0,0590	0,0361	0,0226	0,0228	0,0216
18	0,0663	0,0588	0,0350	0,0226	0,0226	0,0189

### III.9.1.2. Vérification de la période (Art 4.2.4 RPA99 Version 2003)

On doit vérifier que la période dynamique ( $T_{dyn}$ ) ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamentale "T".

**Tableau III-12** : Vérification de la période.

Modèles	$T_{dynamique}$ (s)	$T_{statique}$ (s)	30% $T_{statique}$ (s)	Condition
<b>Modèle I-1</b>	0,887	0,382	0,497	<b>Non vérifiée</b>
<b>Modèle 1-2</b>	0,849	0,382	0,497	<b>Non vérifiée</b>
<b>Modèle II-1</b>	0,334	0,382	0,497	Vérifiée
<b>Modèle II-2</b>	0,480	0,382	0,497	Vérifiée
<b>Modèle II-3</b>	0,506	0,382	0,497	<b>Non vérifiée</b>
<b>Modèle III-1</b>	0,678	0,382	0,497	<b>Non vérifiée</b>

### III.9.1.3. Discussions des résultats

Les figures ci-dessous (**Figure III-14** et **Figure III-15**) montrent le changement de la période en termes des modèles, où nous remarquons que lorsque la rigidité est faible, la période est devenue plus grande, comme on distingue que la période est plus importante dans le **système I** à cause de l'absence des voiles (faible rigidité).

Nous remarquons dans le **système I** :

- **Modèle I-1 et modèle I-2** : absences des voiles donne une faible rigidité ( $T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$ ). Quand **k** diminué, la période augmente.

Nous remarquons dans le **système II** :

- **Modèle II -1** :

- Selon **X-X** : la longueur des voiles égale : **16,72 m**.

- Selon **Y-Y** : la longueur des voiles égale : **8,26 m**.

Nous remarquons **selon X-X** ; la longueur des voiles de **modèle II-1** est plus importante par rapport le **modèle II-2**, c'est ce qui fait la différence.

➤ **Modèle II-2 :**

- Selon X-X : la longueur des voiles égale : **8,36 m.**

- Selon Y-Y : la longueur des voiles égale : **8,26 m.**

➤ **Modèle II-3 :** la période est élevée par rapport le modèle II-2 à cause de la discontinuité des voiles au niveau 4 et 5.

Pour le **système III** : on remarque une période élevée, c'est à dire une faible rigidité, donc le système noyaux ne donne pas une période acceptable pour notre structure.

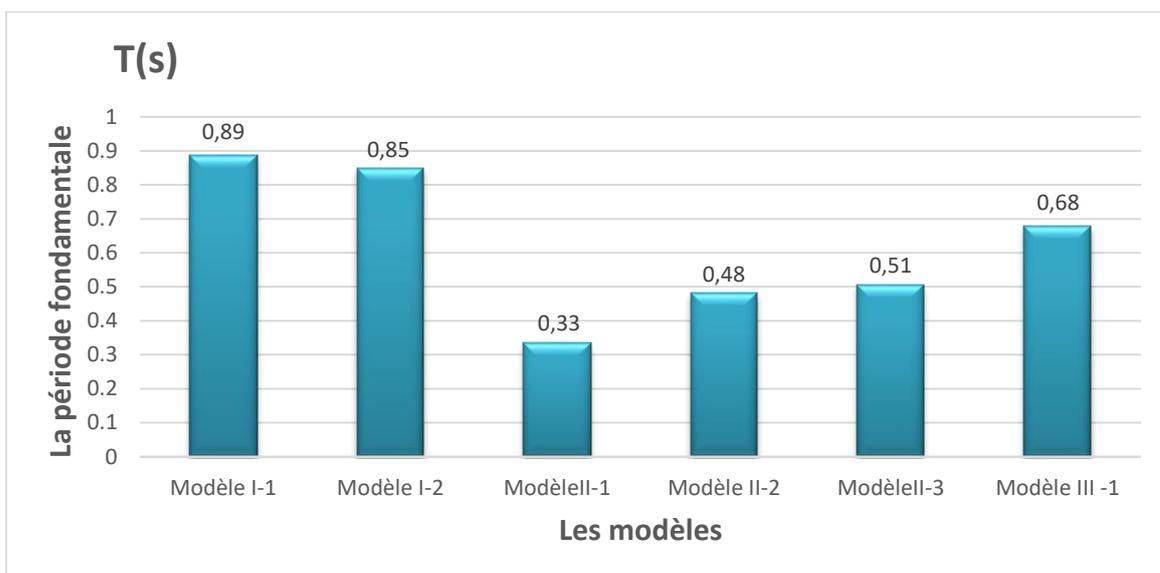


Figure III-14 : La période de différents modèles

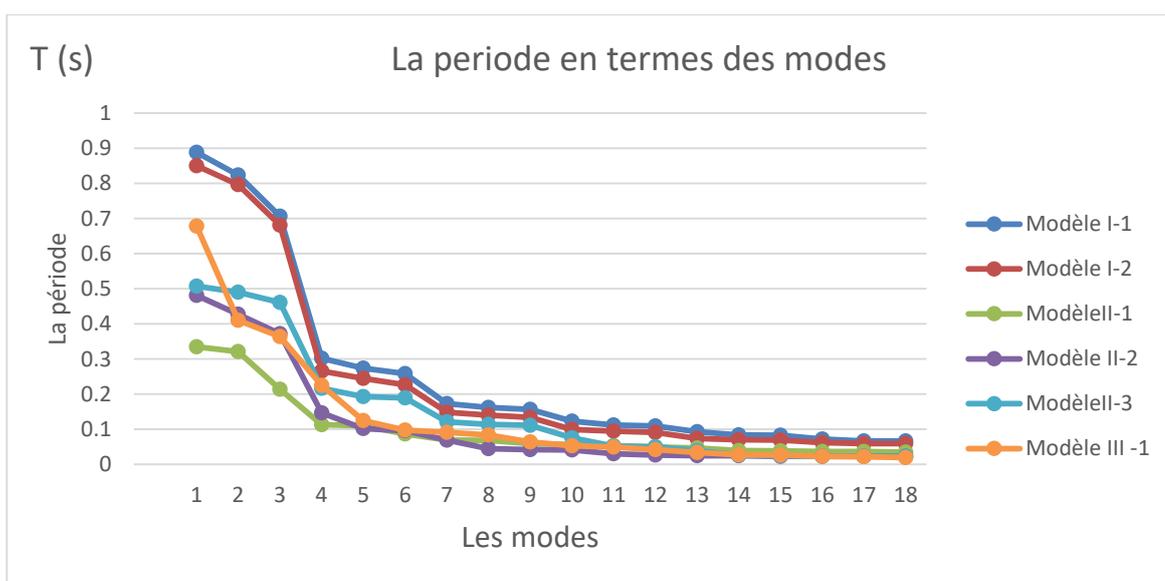


Figure III-15 : Variation de la période de différents modèles

### III.9.2. Détermination et vérification de l'excentricité

D'après le RPA 99 version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à  $\pm 0,05L$ .

#### ➤ Excentricité théorique

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

$X_{CM}$  : Le centre de masse.

$X_{CR}$  : Le centre de torsion (rigidité).

#### ➤ Excentricité accidentelle

L'excentricité exigée par la R.P.A 99/ Version 2003 Article 4.2.7 est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \begin{pmatrix} e_{ax} = 0,05 \times L_x \\ e_{ay} = 0,05 \times L_y \end{pmatrix}$$

$$e_a = \max \begin{pmatrix} e_{ax} = 0,05 \times L_x = 0,05 \times 20,9 = 1,045 \\ e_{ay} = 0,05 \times L_y = 0,05 \times 10,9 = 0,54 \end{pmatrix} \rightarrow e = 1,045.$$

#### III.9.2.1. Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS V.9.6.0

Pour obtenir les données de l'excentricité on doit appliquer le cheminement suivant :

Display  Show Tables;

Building output  Table: Centre Mass Rigidity.

#### III.9.2.2. Vérification de l'excentricité (Art 4.3 RPA99 Version 2003)

Les résultats s'afficheront comme suit:

**Tableau III-13** : Vérification de l'excentricité « Système I-modèle 1 ».

Système I-modèle I-1								
Story	$X_{CM}$	$X_{CR}$	$X_{CM} - X_{CR}$	5%l	$Y_{CM}$	$Y_{CR}$	$Y_{CM} - Y_{CR}$	5%l
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
<b>RDC</b>	10,255	10,200	0,055	1,045	3,922	4,769	0,847	1,045

<b>Etage 1</b>	10,255	10,231	0,024	1.045	4,014	4,892	0.878	1,045
<b>Etage 2</b>	10,255	10,246	0,009	1.045	4,015	4,948	0.933	1,045
<b>Etage 3</b>	10,255	10,251	0,004	1.045	4,015	4,929	0.914	1,045
<b>Etage 4</b>	10,247	10,255	0,008	1.045	3,982	4,913	0.941	1,045
<b>Etage 5</b>	10,255	10,247	0,008	1.045	4,055	4,73	0,675	1,045
Condition vérifiée								

Tableau III-14 : Vérification de l'excentricité «Système I-modèle 2».

<b>Système I-modèle I-2</b>								
<b>Story</b>	<b>X<sub>CM</sub></b>	<b>X<sub>CR</sub></b>	<b>X<sub>CM</sub> - X<sub>CR</sub></b>	<b>5%l</b>	<b>Y<sub>CM</sub></b>	<b>Y<sub>CR</sub></b>	<b>Y<sub>CM</sub> - Y<sub>CR</sub></b>	<b>5%l</b>
	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>
<b>RDC</b>	10,255	10,201	0,054	1.045	3,922	4,768	0.846	1,045
<b>Etage 1</b>	10,255	10,236	0,019	1.045	4,014	4,891	0.877	1,045
<b>Etage 2</b>	10,255	10,248	0,007	1.045	4,014	4,904	0.890	1,045
<b>Etage 3</b>	10,255	10,254	0,001	1.045	4,014	4,867	0.853	1,045
<b>Etage 4</b>	10,247	10,257	0,01	1.045	3,982	4,815	0.833	1,045
<b>Etage 5</b>	10,255	10,249	0,006	1.045	4,053	4,691	0,638	1,045
Condition vérifiée								

Tableau III-15 : Vérification de l'excentricité «Système II-modèle 1».

<b>Système II-modèle II-1</b>								
<b>Story</b>	<b>X<sub>CM</sub></b>	<b>X<sub>CR</sub></b>	<b>X<sub>CM</sub> - X<sub>CR</sub></b>	<b>5%l</b>	<b>Y<sub>CM</sub></b>	<b>Y<sub>CR</sub></b>	<b>Y<sub>CM</sub> - Y<sub>CR</sub></b>	<b>5%l</b>
	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>
<b>RDC</b>	10,251	10,291	0,040	1.045	4,033	3,851	0,182	1,045

<b>Etage 1</b>	10,255	10,285	0,030	1.045	4,108	3,096	1,012	1,045
<b>Etage 2</b>	10,255	10,28	0,025	1.045	4,109	2,698	<b>1,411</b>	1,045
<b>Etage 3</b>	10,255	10,275	0,020	1.045	4,11	2,526	<b>1,584</b>	1,045
<b>Etage 4</b>	10,248	10,28	0,032	1.045	4,086	2,406	<b>1,680</b>	1,045
<b>Etage 5</b>	10,255	10,284	0,029	1,045	4,076	2,164	<b>1,912</b>	1,045
	Condition vérifiée				Condition non vérifiée			

Tableau III-16 : Vérification de l'excentricité «Système II-modèle 2».

Système II-modèle II-2								
Story	X <sub>CM</sub>	X <sub>CR</sub>	X <sub>CM</sub> -X <sub>CR</sub>	5%l	Y <sub>CM</sub>	Y <sub>CR</sub>	Y <sub>CM</sub> -Y <sub>CR</sub>	5%l
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
<b>RDC</b>	10,255	10,256	0,006	1.045	3,984	4,039	0.055	1,045
<b>Etage 1</b>	10,255	10,27	0,015	1.045	4,066	4,157	0.091	1,045
<b>Etage 2</b>	10,255	10,274	0,019	1.045	4,067	4,086	0.019	1,045
<b>Etage 3</b>	10,255	10,274	0,019	1.045	4,067	3,984	0.083	1,045
<b>Etage 4</b>	10,247	10,271	0,024	1.045	4,039	3,857	0.182	1,045
<b>Etage 5</b>	10,255	10,264	0,009	1,045	4,083	3,716	0,367	1,045
Condition vérifiée								

Tableau III-17 : Vérification de l'excentricité «Système II-modèle 3».

Système II-modèle II-3								
Story	X <sub>CM</sub>	X <sub>CR</sub>	X <sub>CM</sub> -X <sub>CR</sub>	5%l	Y <sub>CM</sub>	Y <sub>CR</sub>	Y <sub>CM</sub> -Y <sub>CR</sub>	5%l
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
<b>RDC</b>	10,250	10,257	0,007	1.045	3,984	4,036	0.052	1,045

<b>Etage 1</b>	10,255	10,270	0,015	1.045	4,066	4,143	0.364	1,045
<b>Etage 2</b>	10,255	10,273	0,019	1.045	4,067	4,065	0.002	1,045
<b>Etage 3</b>	10,255	10,263	0,008	1.045	4,043	3,995	0.048	1,045
<b>Etage 4</b>	10,247	10,250	0,025	1.045	3,982	4,571	0.589	1,045
<b>Etage 5</b>	10,203	10,233	0,030	1,045	4,056	4,358	0,302	1,045
<b>Condition vérifiée</b>								

**Tableau III-18** : Vérification de l'excentricité «Système III - Modèle III-1».

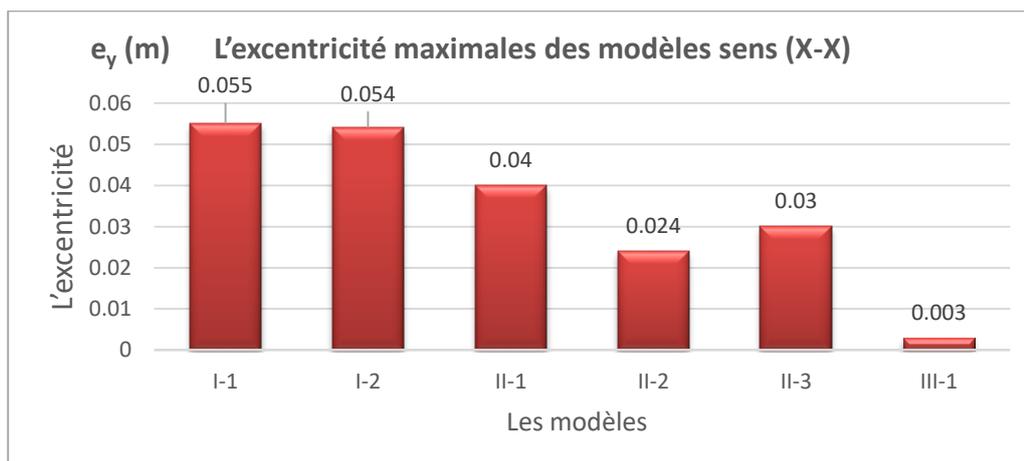
<b>Système III - Modèle III-1</b>								
<b>Story</b>	<b>X<sub>CM</sub></b>	<b>X<sub>CR</sub></b>	<b>X<sub>CM</sub> - X<sub>CR</sub></b>	<b>5%l</b>	<b>Y<sub>CM</sub></b>	<b>Y<sub>CR</sub></b>	<b>Y<sub>CM</sub> - Y<sub>CR</sub></b>	<b>5%l</b>
	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>
<b>RDC</b>	10,255	10,253	0,002	1.045	4,13	6,960	<b>2,830</b>	1.045
<b>Etage 1</b>	10,255	10,254	0,001	1.045	4,18	7,369	<b>3,189</b>	1.045
<b>Etage 2</b>	10,255	10,254	0,001	1.045	4,182	7,565	<b>3,383</b>	1.045
<b>Etage 3</b>	10,255	10,253	0,002	1.045	4,185	7,570	<b>3,385</b>	1.045
<b>Etage 4</b>	10,247	10,253	0,006	1,045	4,168	7,529	<b>3,361</b>	1,045
<b>Etage 5</b>	10,255	10,252	0,003	1,045	4,141	7,530	<b>3,389</b>	1,045
	Condition vérifiée				<b>Condition non vérifiée</b>			

### III.9.2.3 Discussions des résultats

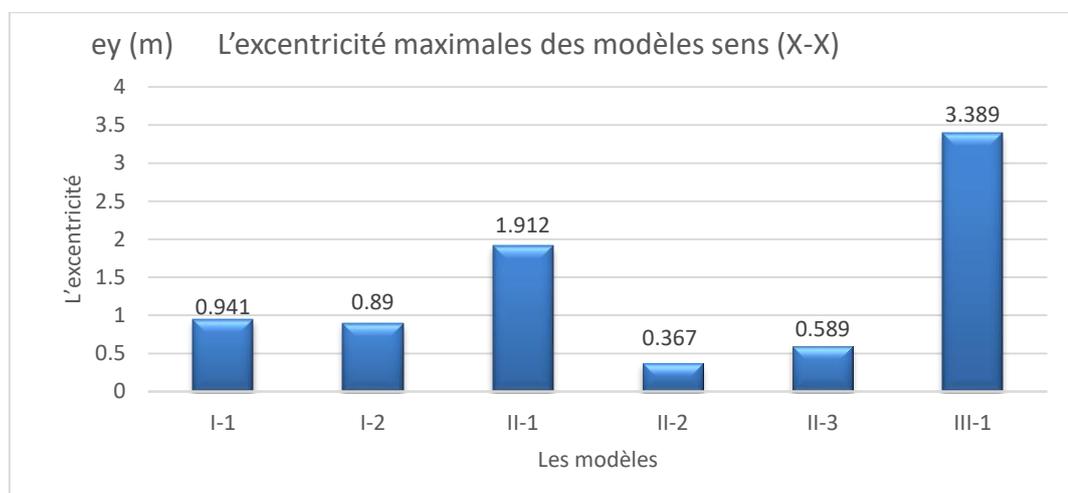
Les tableaux précédents (de **Tableau III-14** jusqu'au **Tableau III-19**) récapitulent les résultats de l'excentricité des six modèles pour tous les niveaux.

- L'excentricité dans le **système I** (système portiques) est vérifiée car le système est symétrique et il n'y a pas des voiles qui influent sur le centre de rigidité.

- A partir des tableaux précédents figures ci-dessous (**Figure III-16** et **Figure III-17**), on remarque que l'excentricité du **modèle II-1** n'a pas vérifié la condition de RPA99 version 2003 dans le sens Y-Y à cause de la mauvaise disposition des voiles (Selon X-X : la longueur des voiles égale : **16,72 m** et selon Y-Y : la longueur des voiles égale : **8,26 m**).
- Pour le **modèle II-3** et d'après le **Tableau III-18** on remarque une augmentation importante de l'excentricité dans pour le 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage, de valeur de **0,8 cm** jusqu'au **3 cm** dans le sens X-X cm, et de **0,8 cm** jusqu'au **30 cm** dans le sens Y-Y à cause de la discontinuité des voiles.
- Le **Tableau III-19** montre l'excentricité de **système III**, on remarque que la valeur de l'excentricité est très élevée selon Y-Y par rapport le sens X-X cela est à cause de la disposition des voiles (noyaux) car il n'est pas symétrique dans le sens Y-Y et la condition de RPA99 Version 2003 (Art 4.3) ne vérifié pas, donc le système noyaux ne donne pas les résultats favorable pour la structure étudiée.



**Figure III-16** : L'excentricité maximale des modèles sens X-X.



**Figure III-17** : L'excentricité maximale des modèles sens Y-Y.

**III.9.3. Pourcentage de la participation de la masse modale (Art 4.3.4 RPA99 version 2003)**

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur ou égale à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 RPA99 version 2003).

**Tableau III-19 : Pourcentage de la participation de la masse modale «Système I-modèle 1».**

<b>Système I-modèle I-1</b>						
<b>Mode</b>	<b>Période</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>SumUX</b>	<b>SumUY</b>	<b>RZ</b>
<b>1</b>	<b>0,8878</b>	7,0762	0,0118	7,0762	0,0118	<b>71,6779</b>
<b>2</b>	0,8234	0,0159	<b>77,1536</b>	7,0921	77,1654	0,0235
<b>3</b>	0,7058	<b>71,0307</b>	0,0275	78,1228	77,1929	6,9552
<b>4</b>	0,3018	1,4528	0,0021	79,5757	77,195	10,5464
<b>5</b>	0,2733	0,0323	13,0855	79,608	90,2804	0,0003
<b>6</b>	0,2584	10,5474	0,0303	<b>90,1554</b>	<b>90,3107</b>	1,436
<b>La condition du RPA se vérifiée au 6<sup>ème</sup> Mode</b>						

**Tableau III-20 : Pourcentage de la participation de la masse modale «Système I-modèle 2».**

<b>Système I-modèle I-2</b>						
<b>Mode</b>	<b>Période</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>SumUX</b>	<b>SumUY</b>	<b>RZ</b>
<b>1</b>	<b>0,849637</b>	6,7562	0,0069	6,7562	0,0069	<b>75,4405</b>
<b>2</b>	0,795849	0,0118	<b>80,0129</b>	6,768	80,0199	0,0141
<b>3</b>	0,6805	<b>74,8362</b>	0,0191	81,6042	80,039	6,5599
<b>4</b>	0,265305	1,0702	0,0035	82,6745	80,0424	9,5908
<b>5</b>	0,244707	0,0208	12,4431	82,6953	92,4855	0,0002
<b>6</b>	0,22676	9,9555	0,0196	<b>92,6507</b>	<b>92,5051</b>	1,1452
<b>La condition du RPA se vérifié au 6<sup>ème</sup> Mode</b>						

**Tableau III-21 : Pourcentage de la participation de la masse modale «Système II-modèle 1».**

<b>Système II-modèle II-1</b>						
<b>Mode</b>	<b>Période</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>SumUX</b>	<b>SumUY</b>	<b>RZ</b>
<b>1</b>	<b>0,334244</b>	0,0052	<b>69,4887</b>	0,0052	69,4887	0,0004
<b>2</b>	0,320889	<b>58,3763</b>	0,0055	58,3815	69,4942	11,2008
<b>3</b>	0,213784	12,0944	0,0002	70,476	69,4943	<b>60,118</b>
<b>4</b>	0,113235	0	4,5248	70,476	74,0192	0
<b>5</b>	0,109754	0,1367	0,0002	70,6126	74,0194	1,0032

<b>6</b>	0,086799	11,0904	0	81,703	74,0195	0,5428
<b>7</b>	0,069024	0,0039	16,2105	81,7069	90,23	0,0013
<b>8</b>	0,068027	5,1038	0,0125	86,8107	90,2425	1,607
<b>9</b>	0,059141	0,0003	0,0001	86,8109	90,2426	0
<b>10</b>	0,056621	3,2552	0,0001	<b>90,0661</b>	<b>90,2427</b>	0,8408
<b>La condition du RPA se vérifié au 8<sup>ème</sup> Mode</b>						

**Tableau III-22** : Pourcentage de la participation de la masse modale «Système II-modèle 2».

<b>Système II-modèle 2</b>						
<b>Mode</b>	<b>Période</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>SumUX</b>	<b>SumUY</b>	<b>RZ</b>
<b>1</b>	<b>0,480944</b>	<b>72,8673</b>	0,0063	72,8673	0,0063	0,2429
<b>2</b>	0,426966	0,0047	<b>69,1231</b>	72,872	69,1294	0,028
<b>3</b>	0,372116	0,3273	0,0247	73,1993	69,1541	<b>70,8463</b>
<b>4</b>	0,146015	15,4951	0,0004	88,6944	69,1544	0,0153
<b>5</b>	0,102067	0,0009	18,9397	88,6953	88,0941	0
<b>6</b>	0,095615	0,0002	0	88,6955	88,0941	17,0156
<b>7</b>	0,069469	6,5304	0,0016	95,2259	88,0957	0,0012
<b>8</b>	0,045129	0,0028	6,7979	<b>95,2287</b>	<b>94,8937</b>	0,0003
<b>La condition du RPA se vérifié au 8<sup>ème</sup> Mode</b>						

**Tableau III-23** : Pourcentage de la participation de la masse modale «Système II-modèle II-3».

<b>Système II-modèle 3</b>						
<b>Mode</b>	<b>Période</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>SumUX</b>	<b>SumUY</b>	<b>RZ</b>
<b>1</b>	<b>0,506901</b>	<b>62,0671</b>	0,1009	62,0671	0,1009	0,2429
<b>2</b>	0,489795	0,1458	<b>55,065</b>	62,2128	55,1659	0,028
<b>3</b>	0,460474	2,5044	0,031	64,7173	55,197	1,5576
<b>4</b>	0,216661	17,1691	0,0139	81,8864	55,2109	0,0179
<b>5</b>	0,193083	0,0069	21,7266	81,8933	76,9375	<b>48,858</b>
<b>6</b>	0,1889	0,0008	0,0176	81,8941	76,9551	0,1459
<b>7</b>	0,121052	2,4416	0,0001	84,3358	76,9552	0,0392
<b>8</b>	0,114187	1,8503	0,0081	86,1861	76,9633	27,4569
<b>9</b>	0,110991	0,0006	5,7195	86,1867	82,6828	1,0959
<b>10</b>	0,075805	8,9313	0	95,118	82,6828	2,5557

<b>11</b>	0,05247	0,0006	11,9507	<b>95,1187</b>	<b>94,6335</b>	0,0001
<b>La condition du RPA se vérifié au 11<sup>ème</sup> Mode</b>						

**Tableau III-24** : Pourcentage de la participation de la masse modale «Système III - Modèle III-1».

<b>Système III - Modèle III-1</b>						
<b>Mode</b>	<b>Période</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>SumUX</b>	<b>SumUY</b>	<b>RZ</b>
<b>1</b>	0,678092	28,2446	0,0001	28,2446	0,0001	<b>48,9811</b>
<b>2</b>	0,410277	0,0015	<b>68,8354</b>	28,2461	68,8355	0,0021
<b>3</b>	0,363173	<b>42,5497</b>	0,0029	70,7958	68,8384	30,152
<b>4</b>	0,224332	6,4061	0	77,2019	68,8384	6,843
<b>5</b>	0,124543	0,5015	0	77,7034	68,8384	5,3352
<b>6</b>	0,097258	14,3688	0,0009	92,0722	68,8393	4,4783
<b>7</b>	0,091023	0,0005	21,6862	<b>92,0727</b>	<b>90,5255</b>	0,0003
<b>La condition du RPA se vérifié au 7<sup>ème</sup> Mode</b>						

### III.9.3.1. Discussion des résultats

Les tableaux précédents, de **Tableau III-20** à **Tableau III-25** et le **Tableau III-27** ci-dessous représentent les vérifications de pourcentage de la participation de la masse modale selon RPA99 version 2003 (Art 4.3.4), on remarque que :

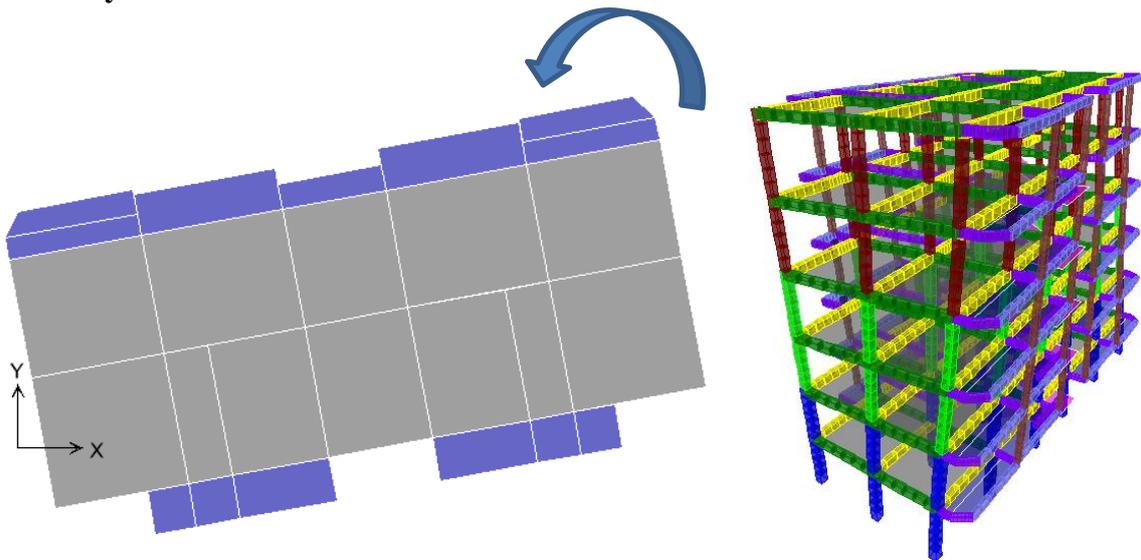
- Le pourcentage de la masse modale cumulée dans les trois premiers modes dépasse **60%**, mais pour satisfaire la condition du RPA99 version 2003 (article 4.3.4) et pour avoir une bonne réponse aux vibrations sismiques, que la masse modale cumulée doit dépasser 90%, les résultats obtenus montrent que la condition des participations massiques selon RPA99 version 2003 est vérifiée pour tous les systèmes et les modèles proposés.

**Tableau III-25** : Pourcentage de la participation de la masse modale de tous les modèles.

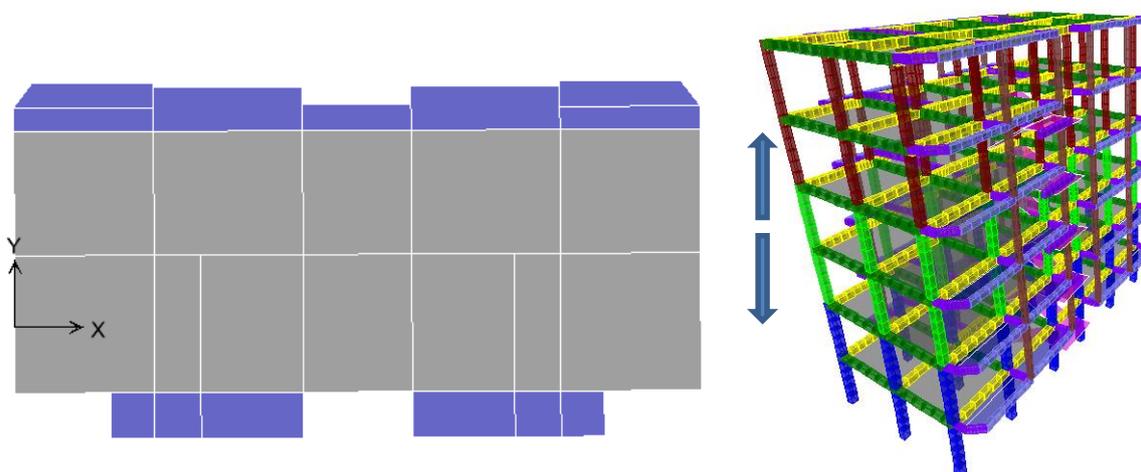
<b>Modèles</b>	<b>Vérification de pourcentage de la masse modale participante au séisme</b>
<b>Modèle I-1</b>	La condition se vérifiée au 6 <sup>ème</sup> Mode
<b>Modèle 1-2</b>	La condition se vérifiée au 6 <sup>ème</sup> Mode
<b>Modèle II-1</b>	La condition se vérifiée au 8 <sup>ème</sup> Mode
<b>Modèle II-2</b>	La condition se vérifiée au 8 <sup>ème</sup> Mode
<b>Modèle II-3</b>	La condition se vérifiée au 11 <sup>ème</sup> Mode
<b>Modèle III-1</b>	La condition se vérifiée au 7 <sup>ème</sup> Mode

### III.9.3.2. La vérification des modes

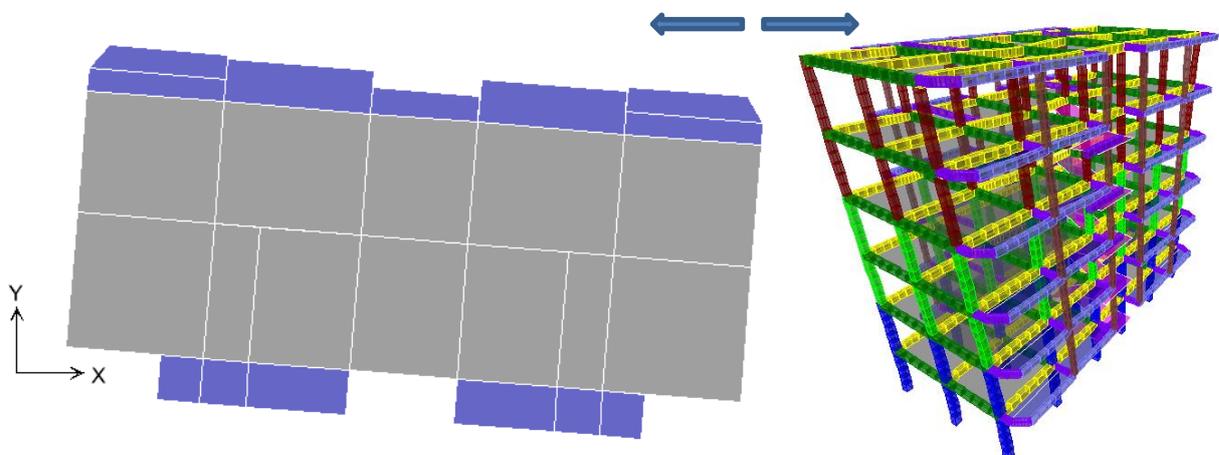
➤ Système I-Modèle I-1 :



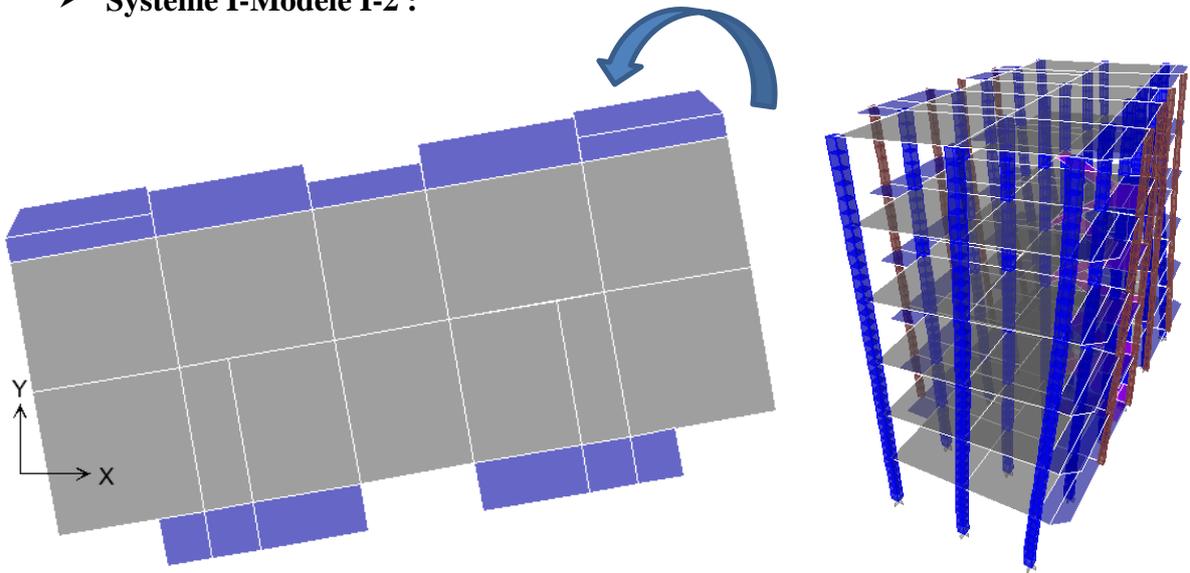
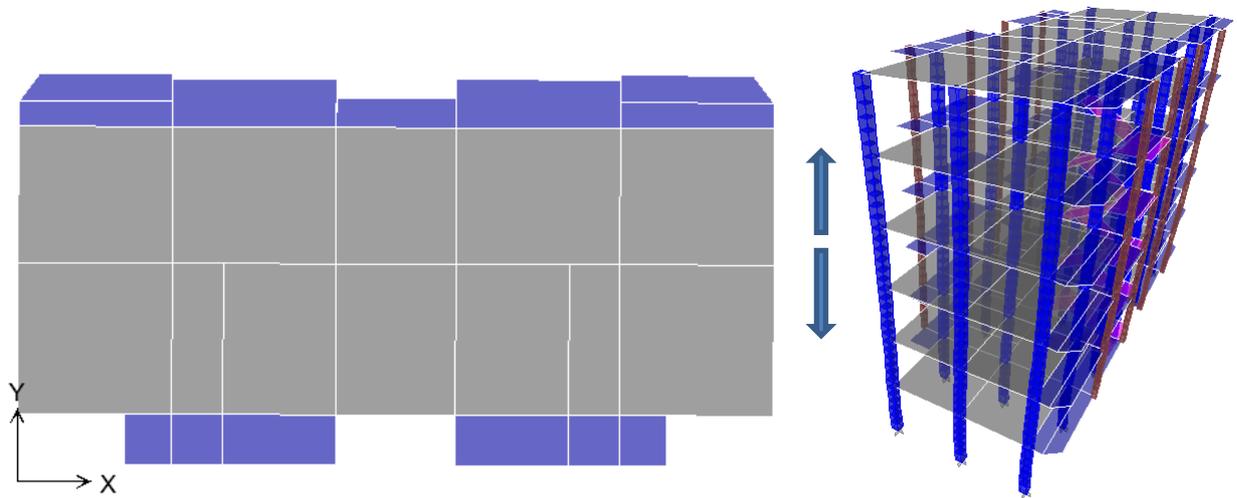
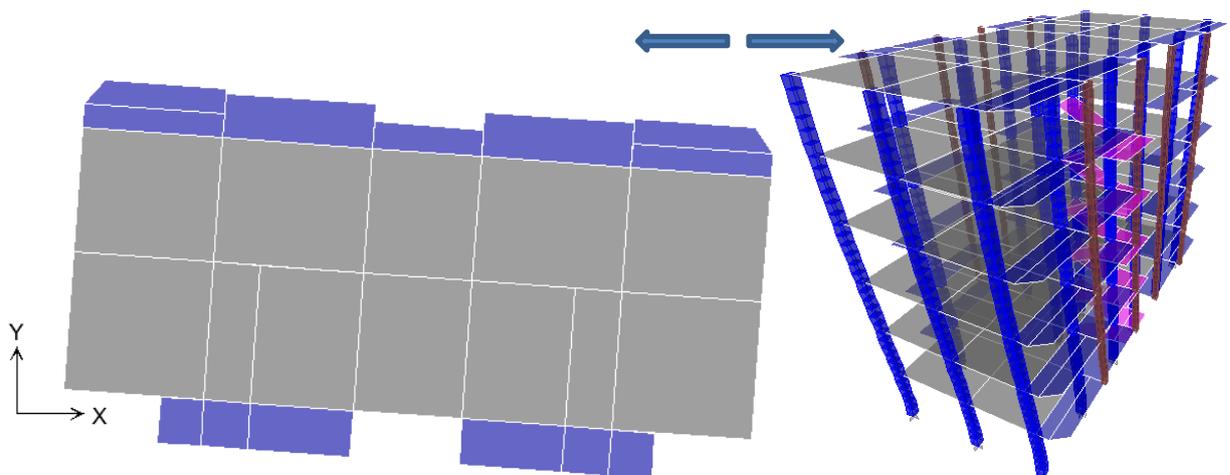
**Figure III-18** : Mode 1 de système I-Modèle I-1 (Rotation).

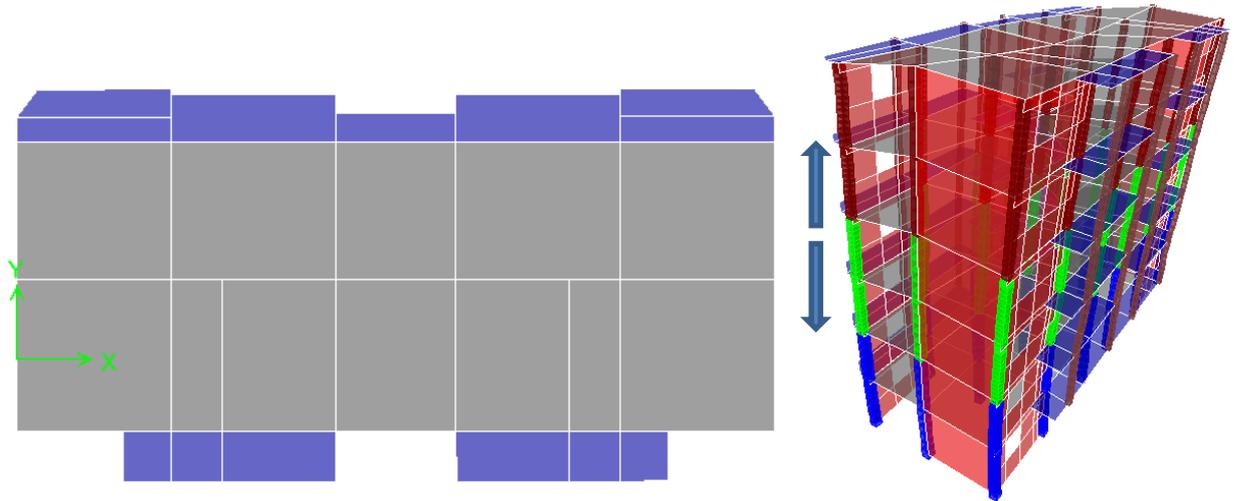


**Figure III-19** : Mode 2 de système I-Modèle I-1 (Translation Y-Y).

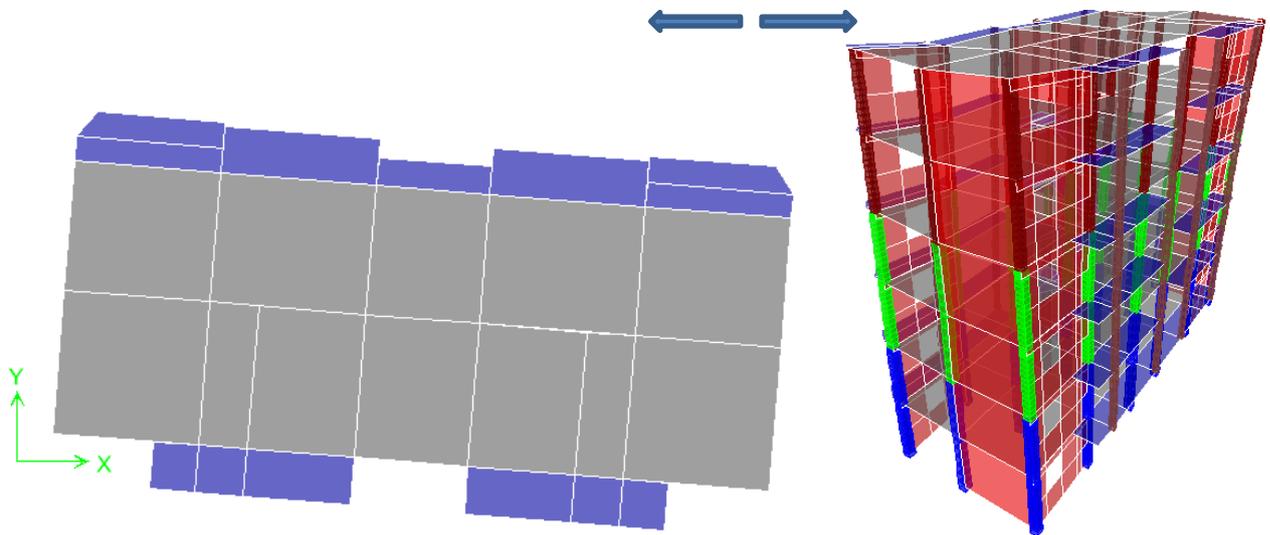


**Figure III-20** : Mode 3 de système I-Modèle I-1 (Translation X-X).

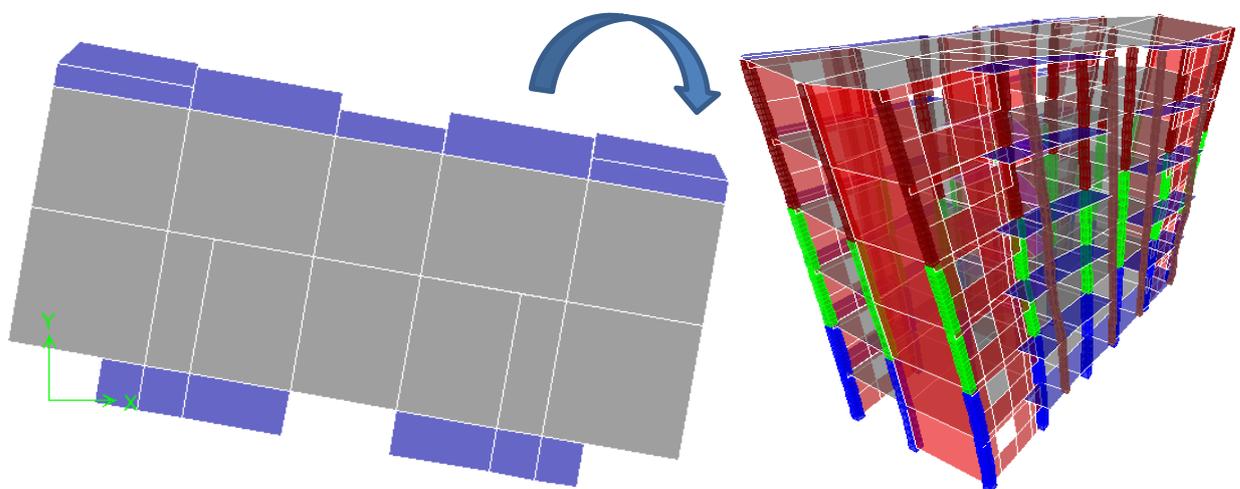
➤ **Système I-Modèle I-2 :****Figure III-21 :** Mode 1 de système I-Modèle I-2 (Rotation).**Figure III-22 :** Mode 2 de système I-Modèle I-2 (Translation Y-Y).**Figure III-23 :** Mode 3 de système I-Modèle I-2 (Translation X-X).

➤ **Système II-Modèle II-1 :**

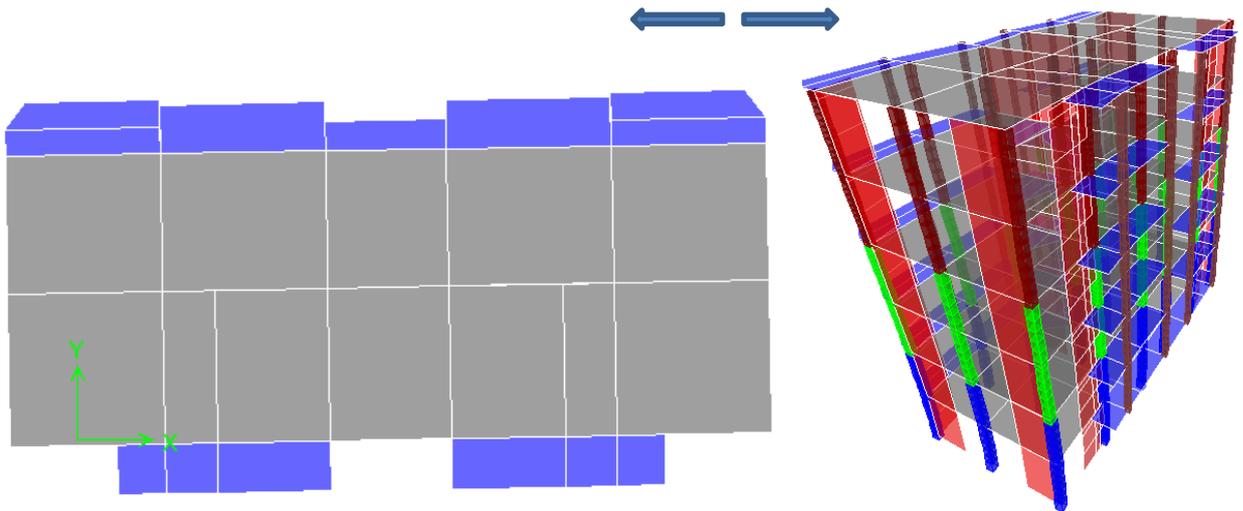
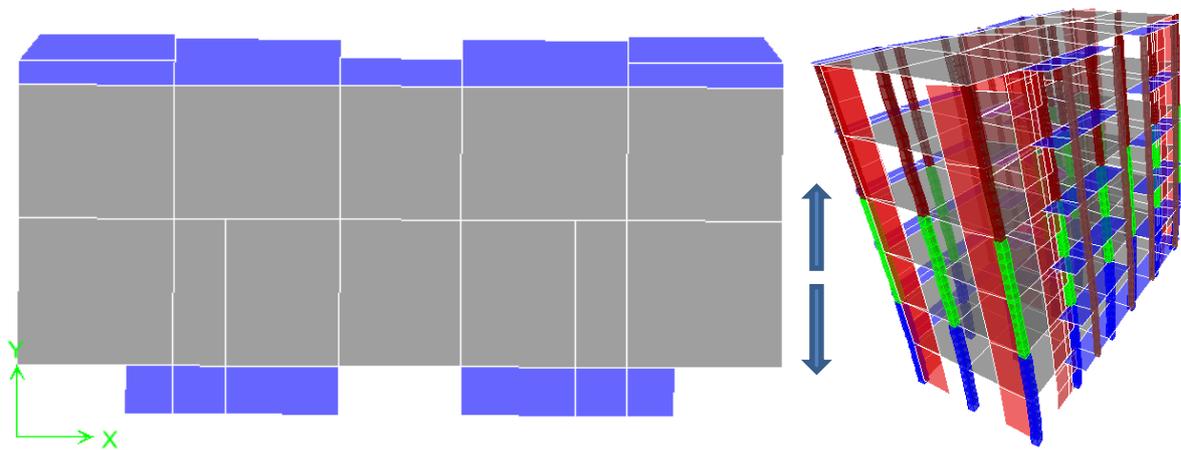
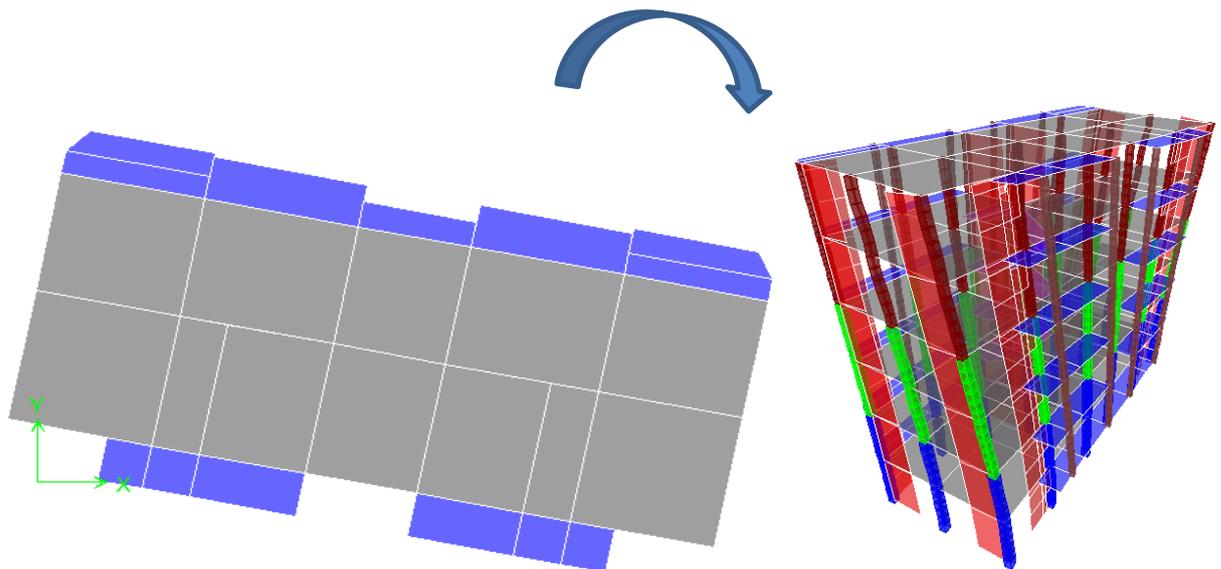
**Figure III-24 :** Mode 1 de système II-Modèle II-1 (Translation Y-Y).

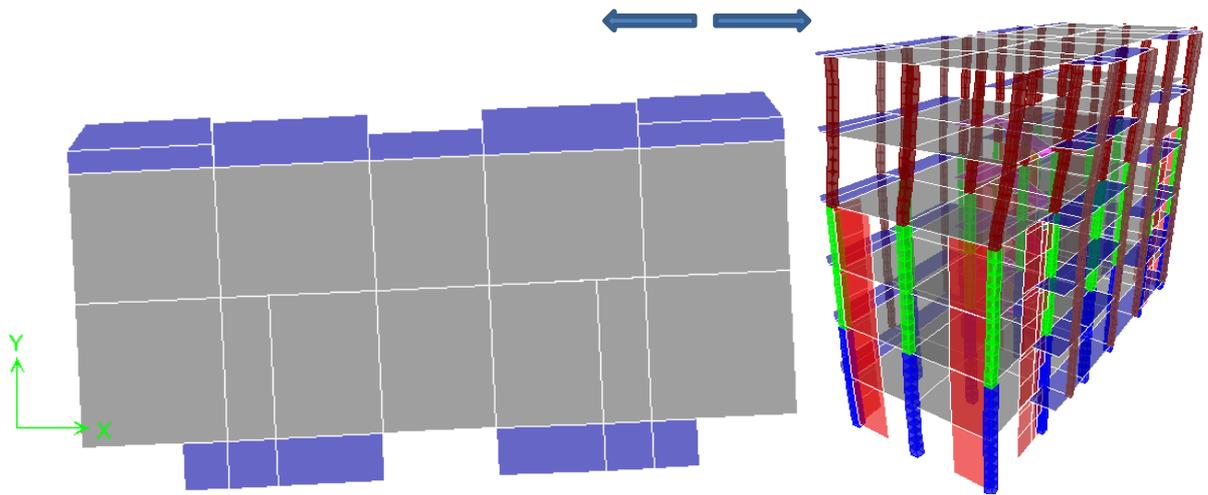
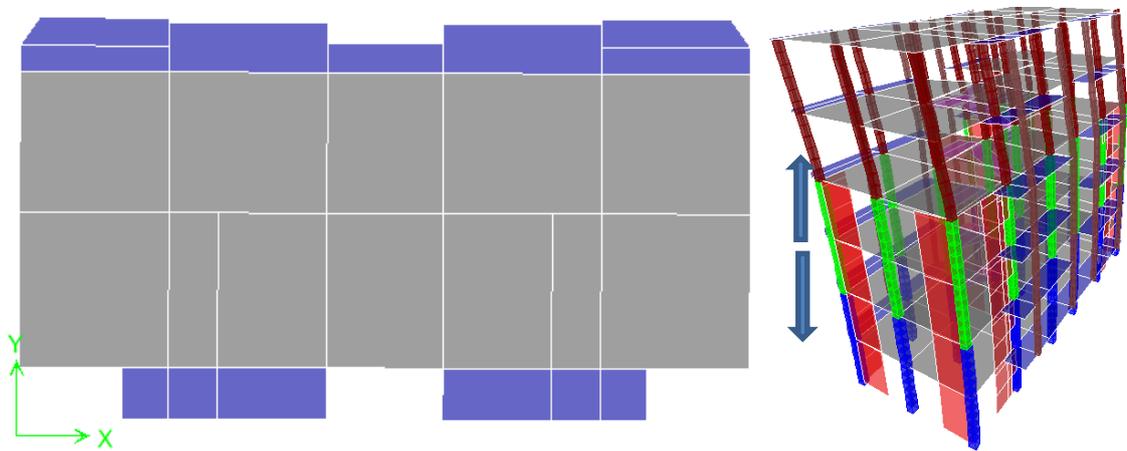
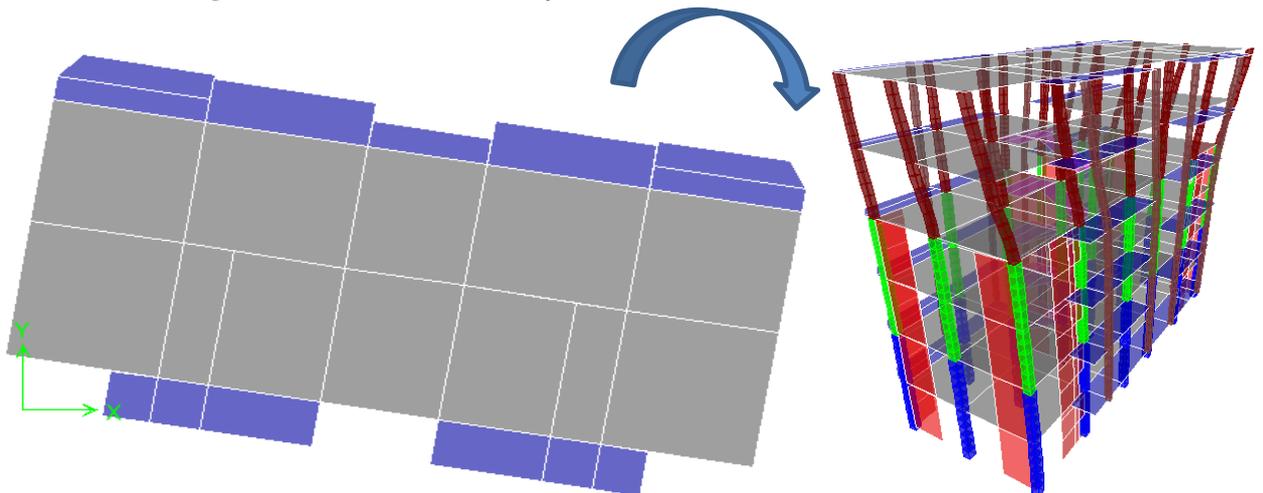


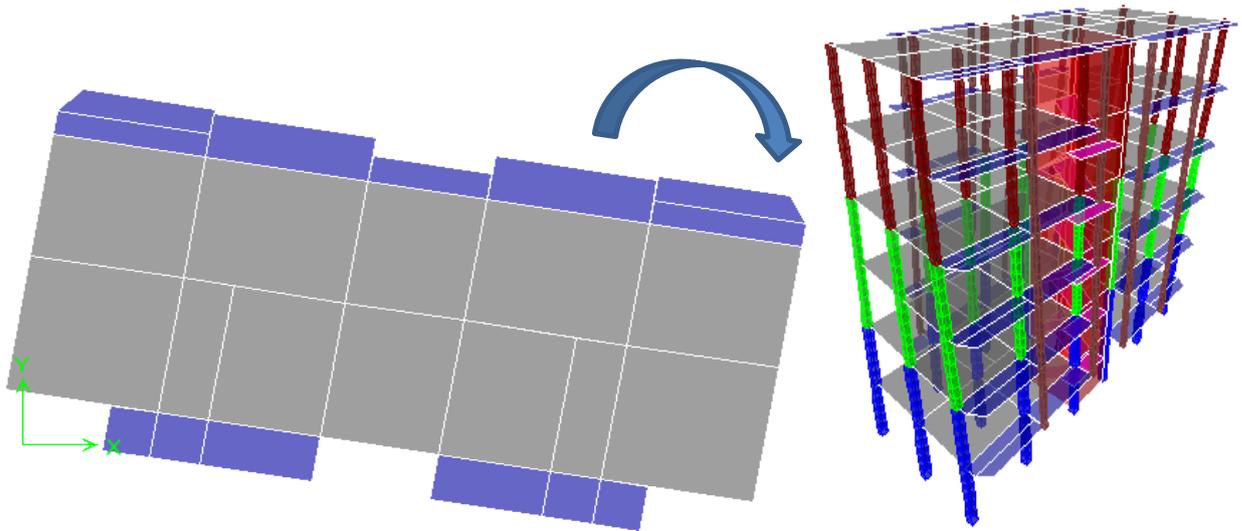
**Figure III-25 :** Mode 2 de système II-Modèle II-1 (Translation X-X).



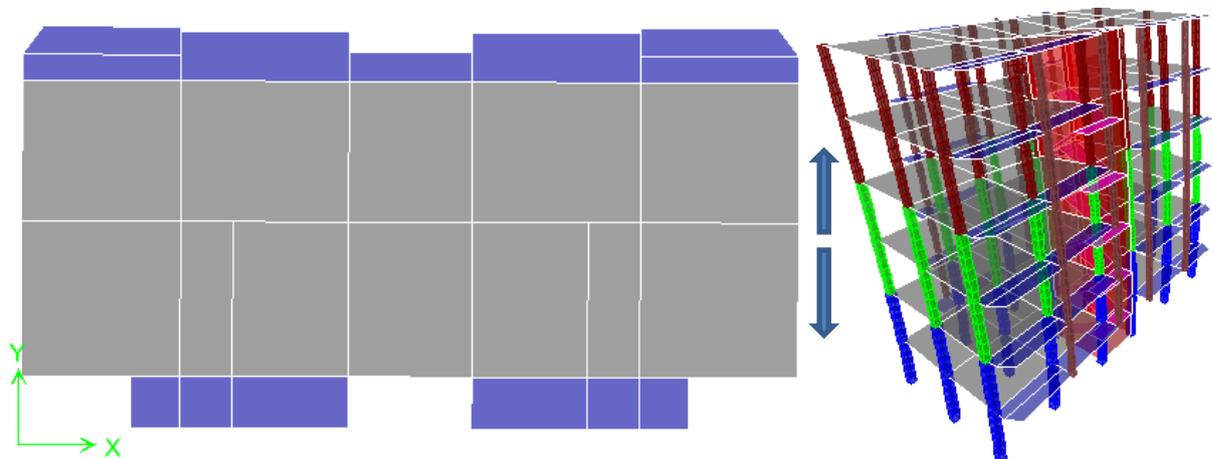
**Figure III-26 :** Mode 2 de système II-Modèle II-1 (Rotation).

➤ **Système II-Modèle II-2 :****Figure III-27 :** Mode 1 de système II-Modèle II-2 (Translation X-X).**Figure III-28 :** Mode 2 de système II-Modèle II-2 (Translation Y-Y).**Figure III-29 :** Mode 3 de système II-Modèle II-2 (Rotation).

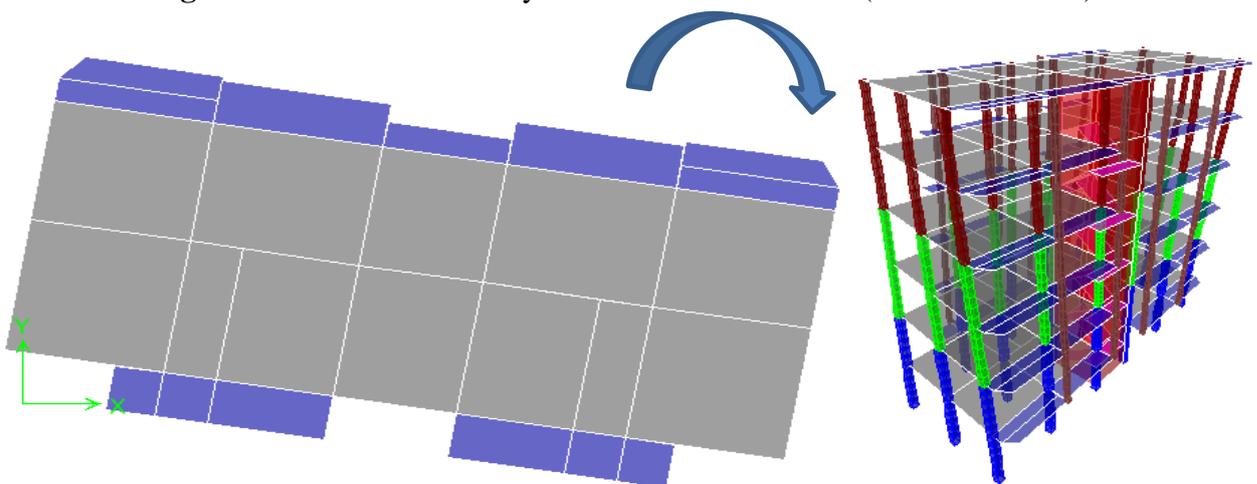
➤ **Système II-Modèle II-3 :****Figure III-30 :** Mode 1 de système II-Modèle II-3 (Translation X-X).**Figure III-31 :** Mode 2 de système II-Modèle II-3 (Translation Y-Y).**Figure III-32 :** Mode 3 de système II-Modèle II-3 (Rotation).

➤ **Système III-Modèle III-1 :**

**Figure III-33 :** Mode 1 de Système III - Modèle III-1 (Rotation).



**Figure III-34 :** Mode 2 de Système III - Modèle III-1 (Translation Y-Y).



**Figure III-35 :** Mode 3 de Système III - Modèle III-1 (Rotation).

Il faut vérifier que :

- 1<sup>ère</sup> mode : translation selon X-X ou Y-Y ;
- 2<sup>ème</sup> mode : translation selon X-X ou Y-Y ;
- 3<sup>ème</sup> mode : rotation selon Z-Z.

**Tableau III-26** : La vérification des modes « système I ».

<b>Système I</b>				
<b>Les modèles</b>	<b>Mode 1</b>	<b>Mode 2</b>	<b>Mode 3</b>	
<b>Modèle I-1</b>	<b>rotation</b> <b>suivant Z-Z</b>	translation suivant Y-Y	translation suivant X-X	Mode <b>Non vérifiée</b>
<b>modèle I-2</b>	<b>rotation</b> <b>suivant Z-Z</b>	translation suivant Y-Y	translation suivant X-X	Mode <b>Non vérifiée</b>

**Tableau III-27** : La vérification des modes « système II ».

<b>Système II</b>				
<b>Les modèles</b>	<b>Mode 1</b>	<b>Mode 2</b>	<b>Mode 3</b>	
<b>Modèle II-1</b>	translation suivant Y-Y	translation suivant X-X	rotation suivant Z-Z	Mode Vérifiée
<b>modèle II-2</b>	translation suivant X-X	translation suivant Y-Y	rotation suivant Z-Z	Mode Vérifiée
<b>Modèle II-3</b>	translation suivant X-X	translation suivant Y-Y	rotation suivant Z-Z	Mode Vérifiée

**Tableau III-28** : La vérification des modes «Système III ».

<b>Système II</b>				
<b>Les modèles</b>	<b>Mode 1</b>	<b>Mode 2</b>	<b>Mode 3</b>	
<b>Modèle III -1</b>	rotation suivant Z-Z	translation suivant Y-Y	rotation suivant Z-Z	<b>Mode</b> <b>Non Vérifiée</b>

### III.9.4. Détermination et vérification de l'effort tranchant (la force sismique)

La force sismique dépend de la masse du bâtiment et de l'accélération du sol qui est relative à une région donnée.

#### III.9.4.1. Détermination de l'effort tranchant (la force sismique) à partir du logiciel

##### ETABS V.9.6.0

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display  Show tables ;

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Puis on définit les combinaisons EX Spectra et EY Spectra en cliquant sur : Select cases/combo

Puis on clique : OK ;

Les résultats s'afficheront comme suit :

**Tableau III-29** : L'effort tranchant à la base

Modèles	Sens longitudinal (KN)	Sens transversal (KN)
<b>Modèle I-1</b>	844,846	835,941
<b>Modèle I-2</b>	929,404	904,921
<b>Modèle II-1</b>	1421,177	1673,328
<b>Modèle II-2</b>	1043,113	1019,915
<b>Modèle II-3</b>	866,986	826,919
<b>Modèle III-1</b>	807,761	1149,579

#### III.9.4.2. Vérification de l'effort tranchant (la force sismique) (Art 4.3.6 RPA99 Version 2003)

Selon (Art 4.3.6 RPA99 version 2003) : « la résultante des forces sismique à la base obtenue par la modélisation (dynamique) ne doit pas être inférieur à 80% de la force sismique déterminé par la méthode statique équivalente (statique) ;

$$V_{\text{Dynamique}} > 80\% V_{\text{Statique}}$$

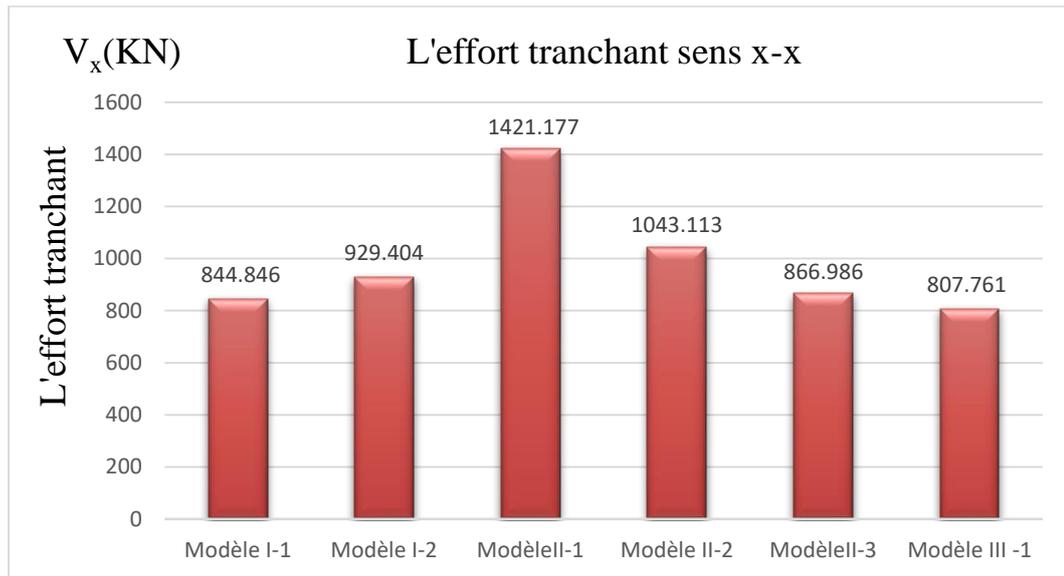
**Tableau III-30 : Vérification des efforts tranchant (la force sismique).**

Modèles	Vérification	
	Sens longitudinal (KN)	Sens transversal (KN)
<b>Modèle I-1</b>	$V_{dx}=844,846 > 80\% V_{st}=925,928$ <b>Condition non vérifiée</b>	$V_{dy}=835,328 > 80\% V_{st}=901,992$ <b>Condition non vérifiée</b>
<b>Modèle I-2</b>	$V_{dx}=929,404 > 80\% V_{st}=953,096$ <b>Condition non vérifiée</b>	$V_{dy}=904,921 > 80\% V_{st}=928,456$ <b>Condition non vérifiée</b>
<b>Modèle II-1</b>	$V_{dx}=1421,177 > 80\% V_{st}=966,096$ Condition vérifiée	$V_{dy}=1673,328 > 80\% V_{st}=941,120$ Condition vérifiée
<b>Modèle II-2</b>	$V_{dx}=1043,113 > 80\% V_{st}=922,832$ Condition vérifiée	$V_{dy}=1019,915 > 80\% V_{st}=898,976$ Condition vérifiée
<b>Modèle II-2</b>	$V_{dx}=866,986 > 80\% V_{st}=855,016$ Condition vérifiée	$V_{dy}=826,919 > 80\% V_{st}=862,136$ Condition vérifiée
<b>Modèle III-1</b>	$V_{dx}=807,761 > 80\% V_{st}=992,848$ <b>Condition non vérifiée</b>	$V_{dy}=1149,579 > 80\% V_{st}=967,184$ Condition vérifiée

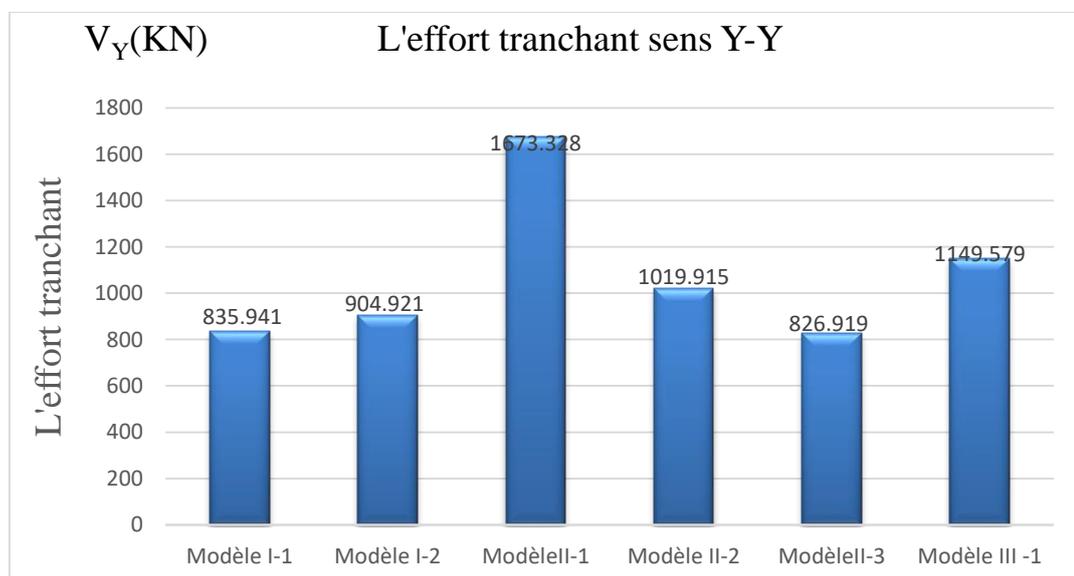
#### III.9.4.3. Discussions des résultats

Les figures **Figure III-36** et **Figure III-37** ci-dessous mentrent la variance de l'effort tranchant par rapport les modèles, on remarque que :

- Les forces sismiques à la base obtenue dans le **système I** est moins à **80%** de la force sismique calculée par la méthode statique équivalent, c'est-à-dire la condition du RPA 99 version 20003 (article 4.3.6) n'est pas vérifiée, par contre la condition est vérifiée dans le **système II** pour les deux sens, et elle est vérifiée seulement dans le sens transversal pour le **système III**, donc on distingue que **système II** (système mixte portiques /voiles) donne une bonne résistance contre l'effort tranchant grâce a les voiles.
- Une augmentation de l'effort tranchant allant jusqu'à **52 %** selon le sens X-X et de **84%** selon le sens Y-Y de la force sismique à la base dans le **système II** par rapport le **système I** est due à l'augmentation du poids de la structure (poids des voiles). Donc plus le poids de la structure est élevé plus la valeur de l'effort tranchant est grande.



**Figure III-36** : l'effort tranchant dans le sens X-X



**Figure III -37** : l'effort tranchant dans le sens Y-Y

### III.9.5. Détermination et vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux

#### III.9.5.1. Détermination des efforts normaux aux niveaux des poteaux par logiciel

##### ETABS V.9.6.0

Pour déterminer la valeur de l'effort normal réduit par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Select  $\longrightarrow$  by frame section  $\longrightarrow$  Poteau...  $\longrightarrow$  View Selected Objects  
Only

Display  $\longrightarrow$  Show Tables;

Select Cases/ Combos  $\longrightarrow$  8comb RPA (0.8G+E et G + Q  $\pm$  E);

Fram output  $\longrightarrow$  Frame Forces  $\longrightarrow$  Column Forces.

**III.9.5.2 Vérification des efforts normaux (Art 7.1.3.RPA99 Version 2003)**

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = N_d / B_c \cdot f_{cj} \leq 0.3 \text{ (Art 7.1.3.RPA99 Version 2003);}$$

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues.

**Tableau III-31 : Vérification des efforts normaux « Système I-Modèle I-1 ».**

Système I					
Modèles	Modèle I-1				
	$v = \frac{1525,03 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.38$				
Nu (KN)	a (m)	b (m)	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	v	V ≤ 0.3
1525,03	0.40	0.40	0.16	0.38	<b>Condition non vérifiée</b>
855,26	0.35	0.35	0.1225	0.28	
325,46	0.30	0.30	0.09	0.15	

**Tableau III-32 : Vérification des efforts normaux « Système I-Modèle I-2 ».**

Système I					
Modèles	Modèle I-2				
	$v = \frac{1548,05 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.39$				
Nu (KN)	a (m)	b (m)	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	v	V ≤ 0.3
1548,05	0.40	0.40	0.16	<b>0.39</b>	<b>Condition non vérifiée</b>

**Tableau III-33 : Vérification des efforts normaux « Système II-Modèle II-1 ».**

Système II					
Modèles	Modèle II-1				
	$v = \frac{1061,43 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.26$				
Nu (KN)	a (m)	b (m)	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	v	V ≤ 0.3
1061,43	0.40	0.40	0.16	0.26	Condition vérifiée
526,15	0.35	0.35	0.1225	0.17	
254,94	0.30	0.30	0.09	0.11	

**Tableau III-34** : Vérification des efforts normaux « Système II-Modèle II-2 ».

<b>Système II</b>					
<b>Modèles</b>	<b>Modèle II-2</b>				
	$v = \frac{947,81 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.24$				
Nu (KN)	a (m)	b (m)	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	v	V ≤ 0.3
947,81	0.40	0.40	0.16	0.24	Condition vérifiée
529,11	0.35	0.35	0.1225	0.17	
257,85	0.30	0.30	0.09	0.11	

**Tableau III-35** : Vérification des efforts normaux « Système II-Modèle II-3 ».

<b>Système II</b>					
<b>Modèles</b>	<b>Modèle II-3</b>				
	$v = \frac{853,70 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.21$				
Nu (KN)	a (m)	b (m)	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	v	V ≤ 0.3
853,70	0.40	0.40	0.16	0.21	Condition vérifiée
542,91	0.35	0.35	0.12	0.18	
309,56	0.30	0.30	0.09	0.14	

**Tableau III-36** : Vérification des efforts normaux « Système II-Modèle III-1 ».

<b>Système III</b>					
<b>Modèles</b>	<b>1</b>				
	$v = \frac{1072,04 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.27$				
Nu (KN)	a (m)	b (m)	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	v	V ≤ 0.3
1072,04	0.40	0.40	0.16	0.27	Conditions vérifiées
566,61	0.35	0.35	0.1225	0.19	
277,11	0.30	0.30	0.09	0.12	

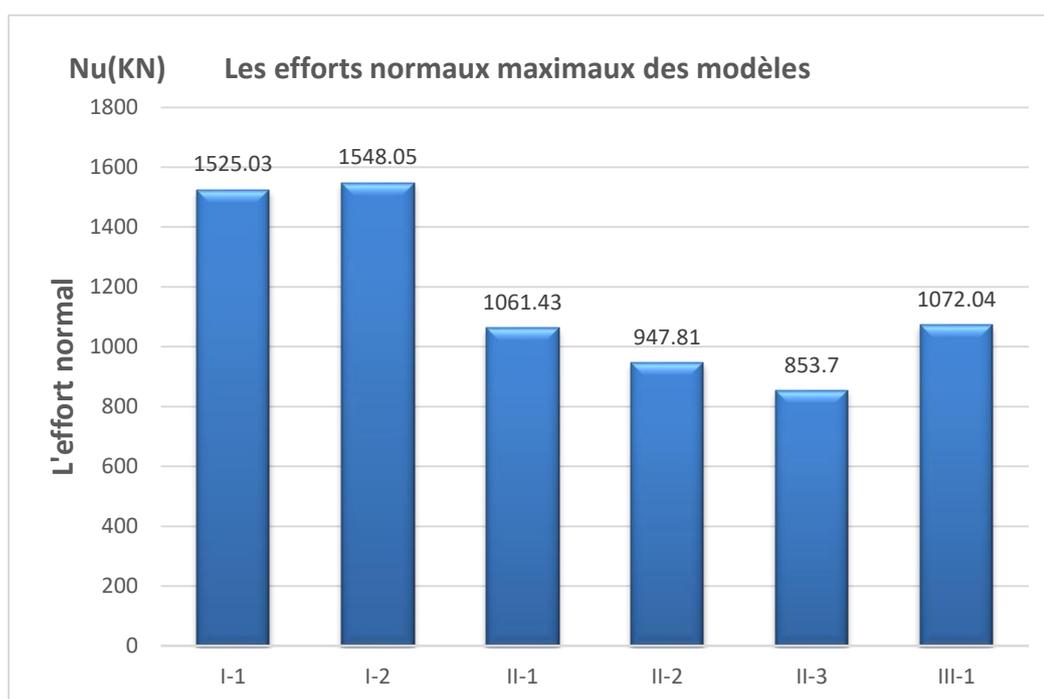
### III.9.5.2. Discussions des résultats

Le **Tableau III-39** et la **Figure III –38** ci-dessous représentent les efforts normaux maximaux au niveau des poteaux, on remarque que :

- L'effort normal au niveau des poteaux dans le **système I** est important, c'est ce qui a fait que la condition de RPA99 version 2003 n'a pas vérifiée ( voir **Tableau III-33** et **Tableau III-34**), cela est à cause de l'absence des voiles.
- Une diminution de la valeur de l'effort normal dans le **système II** et **système III** estimée d'un taux de **55 %** par rapport le **système I** à cause de l'addition des voiles.

**Tableau III-37** : Les efforts normaux maximaux.

Modèles	Modèle I-1	Modèle I-2	Modèle II-1	Modèle II-2	Modèle II-3	Modèle III-1
<b>L'effort normal (KN)</b>	1525,03	1548,05	1061,43	947,81	853,70	1072,04



**Figure III –38** : Les efforts normaux maximaux.

### III.9.6. Détermination et vérification des déplacements

D'après le RPA 99 version 2003(Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 version 2003 (art 4-43).

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq \bar{\delta}_K ; \text{ Avec : } \delta_K = R \times \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ;

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques.

#### III.9.6.1. Détermination des déplacements par le logiciel ETABS V.9.6.0

Display  show tables

Combinaison : E<sub>x</sub>, E<sub>y</sub>

Displacements  displacements data  diaphragme CM displacements

**Tableau III-38** : Les déplacements selon x-x et y-y« système I».

Système I					
Modèles		I-1		I-2	
Story	Diaphragme	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>
Etage 5	D6	0,0177	0,0236	0,0163	0,022
Etage4	D5	0,0152	0,0198	0,0146	0,0191
Etage3	D4	0,0121	0,0158	0,0123	0,0158
Etage2	D3	0,009	0,0117	0,0094	0,0119
Etage1	D2	0,0055	0,0071	0,0061	0,0076
RDC	D1	0,0024	0,0029	0,0026	0,0031

**Tableau III-39** : Les déplacements selon x-x et y-y« système II».

système II							
Modèles		II-1		II-2		II-3	
Story	Diaphragme	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>
Etage 5	D6	0,0059	0,0075	0,0096	0,0077	0,0109	0,0107
Etage4	D5	0,0046	0,0059	0,0078	0,0061	0,0081	0,0070
Etage3	D4	0,0034	0,0043	0,006	0,0045	0,005	0,0037
Etage2	D3	0,0012	0,0015	0,0042	0,0029	0,0035	0,0024

<b>Etage1</b>	<b>D2</b>	0,0004	0,0005	0,0023	0,0015	0,0019	0,0012
<b>RDC</b>	<b>D1</b>	0,0003	0,0005	0,0008	0,0005	0,0007	0,0004

**Tableau III-40** : Les déplacements selon x-x et y-y «Système III».

<b>Système III</b>			
<b>Story</b>	<b>Diaphragme</b>	<b>U<sub>x</sub></b>	<b>U<sub>y</sub></b>
<b>Etage 5</b>	<b>D6</b>	0,0085	0,0084
<b>Etage 4</b>	<b>D5</b>	0,0071	0,0066
<b>Etage 3</b>	<b>D4</b>	0,0055	0,0048
<b>Etage 2</b>	<b>D3</b>	0,0038	0,0031
<b>Etage 1</b>	<b>D2</b>	0,0022	0,0016
<b>RDC</b>	<b>D1</b>	0,0008	0,0005

### III.9.6.2 Vérification des déplacements relatifs (Art 5.10 RPA 99 version 2003)

**Tableau III-41** : Vérification des déplacements relatifs selon x-x « système I-modèle I-1 ».

<b>Modèle</b>	<b>modèle I-1 dans le sens X-X</b>					<b>Condition</b>
<b>Etage</b>	$\delta_{ek}$ cm	$\delta_K$	$\Delta_K$	<b>h<sub>k</sub></b>	<b>1%h<sub>k</sub></b>	
<b>Etage 5</b>	0,0177	0,0620	0,0088	323,0	0,323	Vérifiée
<b>Etage 4</b>	0,0152	0,0532	0,0108	323,0	0,323	
<b>Etage 3</b>	0,0121	0,0424	0,0109	323,0	0,323	
<b>Etage 2</b>	0,0090	0,0315	0,0122	323,0	0,323	
<b>Etage 1</b>	0,0055	0,0193	0,0109	323,0	0,323	
<b>RDC</b>	0,0024	0,0084	0,0084	323,0	0,323	

**Tableau III-42** : Vérification des déplacements relatifs selon y-y « système I-modèle1 ».

<b>Modèle</b>	<b>modèle I-1 dans le sens Y-Y</b>					<b>Condition</b>
<b>Etage</b>	$\delta_{ek}$ cm	$\delta_K$	$\Delta_K$	<b>h<sub>k</sub></b>	<b>1%h<sub>k</sub></b>	
<b>Etage 5</b>	0,0236	0,0826	0,0133	323,0	0,323	vérifiée
<b>Etage 4</b>	0,0198	0,0693	0,0140	323,0	0,323	
<b>Etage 3</b>	0,0158	0,0553	0,0143	323,0	0,323	
<b>Etage 2</b>	0,0117	0,0410	0,0161	323,0	0,323	

<b>Etage 1</b>	0,0071	0.0249	0.0147	323,0	0,323	
<b>RDC</b>	0,0029	0.0102	0.0102	323,0	0,323	

**Tableau III-43** : Vérification des déplacements relatifs selon x-x « système I-modèle2 ».

<b>Modèle</b>	<b>modèle I-2 dans le sens X-X</b>					
<b>Etage</b>	$\delta_{ek}$ m	$\delta_K$	$\Delta_K$	$h_K$	$1\%h_K$	<b>Condition</b>
<b>Etage 5</b>	0,0163	0,0571	0,0060	323,0	0,323	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 4</b>	0,0146	0.0511	0.0080	323,0	0,323	
<b>Etage 3</b>	0,0123	0.0431	0.0102	323,0	0,323	
<b>Etage 2</b>	0,0094	0.0329	0.0115	323,0	0,323	
<b>Etage 1</b>	0,0061	0.0214	0.0123	323,0	0,323	
<b>RDC</b>	0,0026	0.0091	0.0091	323,0	0,323	

**Tableau III-44** : Vérification des déplacements relatifs selon y-y « système I-modèle 2 ».

<b>Modèle</b>	<b>modèle I-2 dans le sens Y-Y</b>					
<b>Etage</b>	$\delta_{ek}$ cm	$\delta_K$	$\Delta_K$	$h_K$	$1\%h_K$	<b>Condition</b>
<b>Etage 5</b>	0,0220	0,0770	0,0101	323,0	0,323	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 4</b>	0,0191	0.0669	0.0116	323,0	0,323	
<b>Etage 3</b>	0,0158	0.0553	0.0136	323,0	0,323	
<b>Etage 2</b>	0,0119	0.0417	0.0151	323,0	0,323	
<b>Etage 1</b>	0,0076	0.0266	0.0157	323,0	0,323	
<b>RDC</b>	0,0031	0.0109	0.0109	323,0	0,323	

**Tableau III-45** : Vérification des déplacements relatifs selon x-x « système II-modèle1 ».

<b>Modèle</b>	<b>modèle II- 1 dans le sens X-X</b>					
<b>Etage</b>	$\delta_{ek}$ cm	$\delta_K$	$\Delta_K$	$h_K$	$1\%h_K$	<b>Condition</b>
<b>Etage 5</b>	0,0059	0,0236	0,0052	323,0	0,323	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 4</b>	0,0046	0.0184	0.0048	323,0	0,323	
<b>Etage 3</b>	0,0034	0.0136	0.0088	323,0	0,323	
<b>Etage 2</b>	0,0012	0.0048	0.0032	323,0	0,323	
<b>Etage 1</b>	0,0004	0.0016	0.0220	323,0	0,323	
<b>RDC</b>	0,0059	0.0012	0.0012	323,0	0,323	

**Tableau III-46** : Vérification des déplacements relatifs selon y-y « système II-modèle 1 ».

Modèle	modèle II-1 dans le sens Y-Y					Condition
Etage	$\delta_{ek}$ cm	$\delta_K$	$\Delta_K$	h <sub>K</sub>	1%h <sub>K</sub>	
Etage 5	0,0075	0,0300	0,0064	323,0	0,323	<b>vérifiée</b>
Etage 4	0,0059	0,0236	0,0064	323,0	0,323	
Etage 3	0,0043	0,0172	0,0112	323,0	0,323	
Etage 2	0,0015	0,0060	0,0040	323,0	0,323	
Etage 1	0,0005	0,0020	0,0280	323,0	0,323	
RDC	0,0005	0,0020	0,0020	323,0	0,323	

**Tableau III-47** : Vérification des déplacements relatifs selon x-x « système II-modèle 2 ».

Modèle	modèle II-2 dans le sens X-X					Condition
Etage	$\delta_{ek}$ cm	$\delta_K$	$\Delta_K$	h <sub>K</sub>	1%h <sub>K</sub>	
Etage 5	0,0096	0,0378	0,0077	323,0	0,323	<b>Vérifiée</b>
Etage 4	0,0078	0,0301	0,0061	323,0	0,323	
Etage 3	0,0060	0,0240	0,0072	323,0	0,323	
Etage 2	0,0042	0,0168	0,0076	323,0	0,323	
Etage 1	0,0023	0,0092	0,0060	323,0	0,323	
RDC	0,0008	0,0032	0,0032	323,0	0,323	

**Tableau III-48** : Vérification des déplacements relatifs selon y-y « système II-modèle 2 ».

Modèle	modèle II-2 dans le sens Y-Y					Condition
Etage	$\delta_{ek}$ cm	$\delta_K$	$\Delta_K$	h <sub>K</sub>	1%h <sub>K</sub>	
Etage 5	0,0077	0,0308	0,0064	323,0	0,323	<b>vérifiée</b>
Etage 4	0,0061	0,0244	0,0064	323,0	0,323	
Etage 3	0,0045	0,0180	0,0064	323,0	0,323	
Etage 2	0,0029	0,0116	0,0056	323,0	0,323	
Etage 1	0,0015	0,0060	0,0040	323,0	0,323	
RDC	0,0005	0,0020	0,0020	323,0	0,323	

**Tableau III-49** : Vérification des déplacements relatifs selon x-x « système II-modèle 3 ».

Modèle	modèle II-3 dans le sens X-X					Condition
	$\delta_{ek}$	$\delta_K$	$\Delta_K$	$h_K$	$1\%h_K$	
Etage 5	0,0109	0,0436	0,0112	323,0	0,323	vérifiée
Etage 4	0,0081	0,0324	0,0124	323,0	0,323	
Etage 3	0,0050	0,0200	0,0060	323,0	0,323	
Etage 2	0,0035	0,0140	0,0064	323,0	0,323	
Etage 1	0,0019	0,0076	0,0048	323,0	0,323	
RDC	0,0007	0,0028	0,0028	323,0	0,323	

**Tableau III-50** : Vérification des déplacements relatifs selon y-y « système II-modèle 3 ».

Modèle	modèle II-3 dans le sens Y-Y					Condition
	$\delta_{ek}$	$\delta_K$	$\Delta_K$	$h_K$	$1\%h_K$	
Etage 5	0,0107	0,0428	0,0148	323,0	0,323	Vérifiée
Etage 4	0,0070	0,0280	0,0064	323,0	0,323	
Etage 3	0,0037	0,0148	0,0132	323,0	0,323	
Etage 2	0,0024	0,0096	0,0048	323,0	0,323	
Etage 1	0,0012	0,0048	0,0032	323,0	0,323	
RDC	0,0004	0,0016	0,0016	323,0	0,323	

**Tableau III-51** : Vérification des déplacements relatifs selon y-y « système III -modèle 1 ».

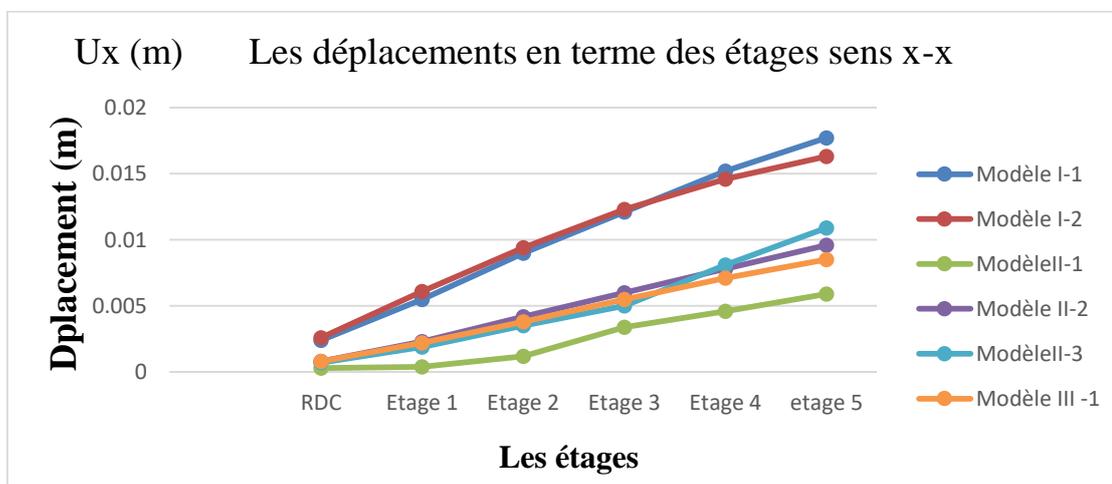
Modèle	modèle III-1 dans le sens X-X					Condition
	$\delta_{ek}$	$\delta_K$	$\Delta_K$	$h_K$	$1\%h_K$	
Etage 5	0,0085	0,02975	0,0049	323,0	0,323	Vérifiée
Etage 4	0,0071	0,02485	0,0056	323,0	0,323	
Etage 3	0,0055	0,01925	0,00595	323,0	0,323	
Etage 2	0,0038	0,0133	0,0056	323,0	0,323	
Etage 1	0,0022	0,0077	0,0049	323,0	0,323	
RDC	0,0008	0,0028	0,0028	323,0	0,323	

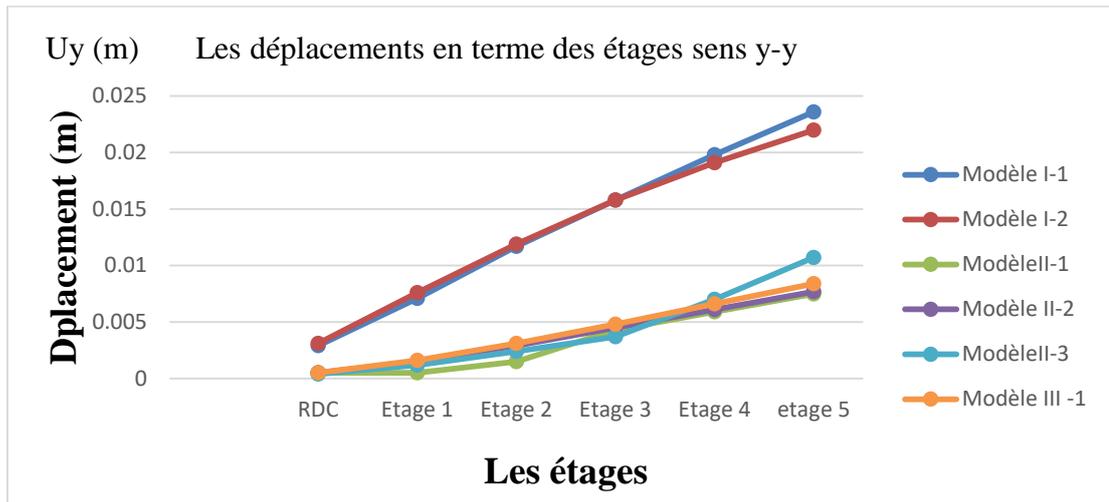
**Tableau III-52** : Vérification des déplacements relatifs selon y-y « système III -modèle 1».

Modèle	modèle III-1 dans le sens Y-Y					Condition
	$\delta_{ek}$	$\delta_K$	$\Delta_K$	$h_K$	1% $h_K$	
Etage 5	0,00007	0,00025288	0,00009	323,0	0,323	Vérifiée
Etage 4	0,00004	0,0001575	0,00007	323,0	0,323	
Etage 3	0,00002	8,3475E-05	0,00004	323,0	0,323	
Etage 2	0,00001	0,00003535	0,00002	323,0	0,323	
Etage 1	0,000002	0,00000952	0,000008	323,0	0,323	
RDC	0,0000003	1,015E-06	0,000001	323,0	0,323	

### III.9.6.3. Discussions des résultats

- La condition de RPA99 version 2003 est vérifiée pour tous les modèles, mais on remarque une augmentation importante et remarquable de déplacement dans le 4<sup>ème</sup> étage et le 5<sup>ème</sup> étage pour le **modèle II-3** (voir **Tableau III-51** et **Tableau III-52**) de **0,8 cm** au **1,09 cm** (sens X-X) et de **0,3 cm** au **1,07cm** (sens Y-Y), à cause de la discontinuité des voiles conduire à une différence de la masse et de la rigidité entre étages qui se provoquent un risque de torsion et des endommagement, donc ce modèle est à éviter.
- Les figures ci-dessous **Figure III –39** et **Figure III-40** montrent les déplacements des étages on remarque que le déplacement dans le **system II** et **système III** est moins que le **system I**, à cause de l'existence des voiles (augmentation de la rigidité).
- Dans les trois systèmes, le nombre de niveau (R+5) influe sur le déplacement latéral de la structure (la hauteur du bâtiment est grande 19,38 m). Plus le nombre de niveau augmente le déplacement est devient plus grand. Cela est valable pour les deux sens.

**Figure III –39** : Les déplacements en terme des étages sens X-X.



**Figure III-40** : Les déplacements en terme des étages sens Y-Y

### III.9.7. Vérification de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta). La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

➤ Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- Le grand effet P- $\Delta$  : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble ;
- Le petit effet P- $\delta$  : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA 99 Version 2003 ne préconise que les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou les effets P- Delta peuvent être négligés dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\text{Si : } \begin{cases} \theta_k \leq 0,1 \Rightarrow \text{Effet P- } \Delta \text{ peut etre négligé.} \\ 0,1 < \theta_k \leq 0,2 \text{ Amplifi ant les effets de } \frac{1}{(1 - \theta_k)}. \\ \theta_k > 0,2 \Rightarrow \text{Structure instable et doit etre redimensionnée.} \end{cases}$$

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10 \quad ; \quad P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi}) \quad ; \quad V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Avec :

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau «K » par rapport au niveau « K-1 » ;

$h_K$  : Hauteur de l'étage « K ».

$P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K » ;

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau "K" ;

### III.9.7.1. Détermination des valeurs par logiciel ETABS V.9.6.0

Pour déterminer la valeur de poids et effort tranchant d'étage par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display  Show tables ;

Select Cases/ Combos  (G+0.2Q et EX, EY).

### III.9.7.2. Vérification de l'effet P-Δ (Art 5.9 RPA99 Version2003)

Tableau III-53 : Vérification de l'effet P-Δ « Système I-Modèle I-1 ».

Système I								
Modèle 1			Dans le sens X-X			Dans le sens Y-Y		
Niveaux	$h_k$ (m)	$P_k$ (KN)	$\Delta_K$ (x)	$V_k$ (x) (KN)	$\theta_K$	$\Delta_K$ (y)	$V_k$ (y) (KN)	$\theta_K$
<b>Etage 5</b>	3.23	1789,88	0,0088	266,09	0,0183	0,0133	275,18	0,0268
<b>Etage 4</b>	3.23	3503,86	0.0108	451,55	0,0259	0.0140	452,95	0,0335
<b>Etage 3</b>	3.23	5265,09	0.0109	602,43	0,0295	0.0143	595,81	0,0391
<b>Etage 2</b>	3.23	7026,32	0.0122	721,89	0,0367	0.0161	711,04	0,0492
<b>Etage 1</b>	3.23	8842,05	0.0109	803,27	0,0371	0.0147	793,13	0,0507
<b>RDC</b>	3.23	10650,18	0.0084	844,84	0,0328	0.0102	835,94	0,0402
			Condition vérifiée			Condition vérifiée		

**Tableau III-54** : Vérification de l'effet P- $\Delta$  «Système I-Modèle I-2 ».

<b>Système I</b>								
<b>Modèle 2</b>			<b>Dans le sens X-X</b>			<b>Dans le sens Y-Y</b>		
<b>Niveaux</b>	<b>h<sub>k</sub>(m)</b>	<b>P<sub>k</sub>(KN)</b>	$\Delta_K$ (x)	V <sub>k</sub> (x) (KN)	$\theta_K$	$\Delta_K$ (y)	V <sub>k</sub> (y) (KN)	$\theta_K$
<b>Etage 5</b>	3.23	1891,62	0,0060	267,22	0,0131	0,0101	276,28	0,0214
<b>Etage 4</b>	3.23	3707,35	0.0080	477,30	0,0192	0.0116	477,23	0,0280
<b>Etage 3</b>	3.23	5523,09	0.0102	651,51	0,0268	0.0136	639,27	0,0364
<b>Etage 2</b>	3.23	7338,82	0.0115	787,36	0,0331	0.0151	766,49	0,0448
<b>Etage 1</b>	3.23	9154,55	0.0123	882,22	0,0395	0.0157	858,22	0,0518
<b>RDC</b>	3.23	10962,68	0.0084	929,40	0,0307	0.0102	904,92	0,0383
			Condition vérifiée			Condition vérifiée		

**Tableau III-55** : Vérification de l'effet P- $\Delta$  «Système II-Modèle II-1 ».

<b>Système II</b>								
<b>Modèle 1</b>			<b>Dans le sens X-X</b>			<b>Dans le sens Y-Y</b>		
<b>Niveaux</b>	<b>h<sub>k</sub>(m)</b>	<b>P<sub>k</sub>(KN)</b>	$\Delta_K$ (x)	V <sub>k</sub> (x) (KN)	$\theta_K$	$\Delta_K$ (y)	V <sub>k</sub> (y) (KN)	$\theta_K$
<b>Etage 5</b>	3.23	2131,81	0,0052	462,04	0,0074	0,0064	549,13	0,0077
<b>Etage 4</b>	3.23	4187,73	0.0048	806,57	0,0077	0.0064	942,42	0,0088
<b>Etage 3</b>	3.23	6290,89	0.0088	1069,70	0,0160	0.0112	1244,65	0,0175
<b>Etage 2</b>	3.23	8394,05	0.0032	1256,3	0,0066	0.0040	1465,45	0,0071
<b>Etage 1</b>	3.23	10551,72	0.0220	1365,93	0,0526	0.0280	1601,54	0,0571
<b>RDC</b>	3.23	12699,63	0.0236	1421,77	0,0653	0.0300	1673,32	0,0705
			Condition vérifiée			Condition vérifiée		

**Tableau III-56** : Vérification de l'effet P- $\Delta$  «Système II-Modèle II-2 ».

<b>Système II</b>								
<b>Modèle 2</b>			<b>Dans le sens X-X</b>			<b>Dans le sens Y-Y</b>		
<b>Niveaux</b>	<b>h<sub>k</sub>(m)</b>	<b>P<sub>k</sub>(KN)</b>	$\Delta_K$ (x)	V <sub>k</sub> (x) (KN)	$\theta_K$	$\Delta_K$ (y)	V <sub>k</sub> (y) (KN)	$\theta_K$
<b>Etage 5</b>	3.23	2030,04	0,0077	331,64	0,0146	0,0064	349,73	0,0115

<b>Etage 4</b>	3.23	3992,59	0.0061	574,23	0,0131	0.0064	580,33	0,0136
<b>Etage 3</b>	3.23	6002,36	0.0072	768,12	0,0174	0.0064	755,83	0,0157
<b>Etage 2</b>	3.23	8012,14	0.0076	909,54	0,0207	0.0056	885,87	0,0156
<b>Etage 1</b>	3.23	10076,43	0.0060	1000,12	0,0187	0.0040	974,47	0,0128
<b>RDC</b>	3.23	12130,96	0.0032	1043,11	0,0115	0.0020	1019,91	0,0073
			<b>Condition vérifiée</b>			<b>Condition vérifiée</b>		

**Tableau III-57** : Vérification de l'effet P- $\Delta$  «Système II-Modèle II-3 ».

<b>Système II</b>								
<b>Modèle 3</b>			<b>Dans le sens X-X</b>			<b>Dans le sens Y-Y</b>		
<b>Niveaux</b>	<b>h<sub>k</sub>(m)</b>	<b>P<sub>k</sub>(KN)</b>	<b><math>\Delta_K</math> (x)</b>	<b>V<sub>k</sub>(x) (KN)</b>	<b><math>\theta_K</math></b>	<b><math>\Delta_K</math> (y)</b>	<b>V<sub>k</sub>(y) (KN)</b>	<b><math>\theta_K</math></b>
<b>Etage 5</b>	3.23	1781,49	0,0112	266,09	0,0232	0,0148	275,18	0,0297
<b>Etage 4</b>	3.23	3495,48	0.0124	451,55	0,0297	0.0064	275,18	0,0252
<b>Etage 3</b>	3.23	5505,26	0.0060	602,43	0,0170	0.0132	448,16	0,0502
<b>Etage 2</b>	3.23	7515,04	0.0064	721,89	0,0206	0.0048	452,95	0,0247
<b>Etage 1</b>	3.23	9579,32	0.0048	803,27	0,0177	0.0032	592,01	0,0160
<b>RDC</b>	3.23	11633,85	0.0028	844,84	0,0119	0.0016	595,81	0,0097
			<b>Condition vérifiée</b>			<b>Condition vérifiée</b>		

**Tableau III-58** : Vérification de l'effet P- $\Delta$  «Système III- Modèle III-1 ».

<b>Système II</b>								
<b>Modèle 2</b>			<b>Dans le sens X-X</b>			<b>Dans le sens Y-Y</b>		
<b>Niveaux</b>	<b>h<sub>k</sub>(m)</b>	<b>P<sub>k</sub>(KN)</b>	<b><math>\Delta_K</math> (x)</b>	<b>V<sub>k</sub>(x) (KN)</b>	<b><math>\theta_K</math></b>	<b><math>\Delta_K</math> (y)</b>	<b>V<sub>k</sub>(y) (KN)</b>	<b><math>\theta_K</math></b>
<b>Etage 5</b>	3.23	1931,71	0,0049	272,5	0,011	0,00009	158293,033	0
<b>Etage 4</b>	3.23	3771,29	0,0056	461,83	0,009	0,00007	435017,317	0
<b>Etage 3</b>	3.23	5658,1	0,00595	596,85	0,017	0,00004	723386,732	0
<b>Etage 2</b>	3.23	7544,92	0,0056	693,99	0,019	0,00002	987349,717	0
<b>Etage 1</b>	3.23	9486,24	0,0049	767,011	0,019	0,000008	1198911,27	0
<b>RDC</b>	3.23	11419,96	0,0028	807,76	0,012	0,000001	1321532,28	0
			<b>Condition vérifiée</b>			<b>Condition vérifiée</b>		

On remarque que  $\theta_x$  et  $\theta_y$  sont inférieurs à « 0.1 » dans les deux sens X-X et Y-Y respectivement. Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour tous les modèles de notre structure.

### III.9.8. Vérification au renversement (Art 4.4.1 RPA99 Version 2003)

Pour que le bâtiment soit stable au renversement on doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5;$$

$M_S$  : Moment stabilisateur dû aux charges verticales,  $M_S = W.L/2$ , avec  $W$  : Poids du bâtiment ;

$M_R$  : moment renversant obtenu depuis les résultats d'analyse par logiciel (ETABS V.9.6.0) ;

#### III.9.8.1. Sens longitudinal ( $L_x = 20,9$ m)

**Tableau III-59** : Vérification au renversement au sens longitudinal.

Modèles	W (KN)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$	Condition
Modèle I-1	10650,17	111294,27	16373,19	6,79	Vérifiée
Modèle I-2	10962,68	114560,01	18011,85	6,35	
Modèle II-1	12699,63	132711,13	27542,41	4,81	
Modèle II-2	12130,96	126768,53	20215,53	5,98	
Modèle II-3	11633,85	121573,73	16802,25	7,23	
Modèle III-1	11419,96	119335,76	15654,41	7,62	

#### III.9.8.2. Sens transversal ( $L_y = 10,95$ m)

**Tableau III-60** : Vérification au renversement au sens transversal.

Modèles	W (KN)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$	Condition
Modèle I-1	10650,17	58309,68	16200,54	3,60	Vérifiée
Modèle I-2	10962,68	60020,67	17537,37	3,42	
Modèle II-1	12699,63	69530,47	32429,10	2,14	

<b>Modèle II-2</b>	12130,96	66417,01	19765,95	3,36	<b>Vérifiée</b>
<b>Modèle II-3</b>	11633,85	63695,32	16025,69	3,97	
<b>Modèle III-1</b>	11419,96	62524,28	22278,84	2,80	

Donc on n'a pas un risque de renversement pour tous les systèmes et les modèles étudiés.

### III.9.9. Justification de l'interaction voiles-portiques (Art 4.b RPA99Version 2003)

On doit faire la justification de l'interaction voiles-portiques pour le **modèle II-2** :

#### III.9.9.1. Charges vertical

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues au charge vertical.

$$\frac{N_v}{N_G} \leq 20\%$$

$N_v$  : Effort normale repris par les voiles;

$N_G$  : Effort normale repris par la structure global.

$$\frac{N_v}{N_G} = \frac{4692,40}{24002,32} \times 100 = 19,55\% < 20\% \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### III.9.9.2. Charge horizontal

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

$$\frac{V_v}{V_g} \leq 75\% ;$$

$V_v$  : L'effort tranchant reprise par les voiles ;

$V_g$  : L'effort tranchant reprise par la structure globale.

$$\frac{V_{vx}}{V_G} = \frac{3776,04}{8484,9} \times 100 = 44,50\% < 75\% \rightarrow \text{Condition vérifiée;}$$

$$\frac{V_{vy}}{V_G} = \frac{2480,77}{8183,08} \times 100 = 30,32\% < 75\% \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc l'interaction voile-portique est vérifiée.

### III.10. Conclusion

Ce chapitre qui nous avons menu nous a permis de conclure que l'analyse comparative a mis en évidence l'excellent comportement sismique de **système II** (système mixte portique-voiles) par rapport au **système I** (Portique Autostable) et au **système III** (système noyaux). Le modèle optimal qui nous allons adopter est le **modèle II-2**, cette conclusion est venue après plusieurs vérifications et remarques qu'on a fait :

#### 1- Vérification de la période :

- **Système I** : La condition de RPA99 n'a pas vérifiée car la rigidité est faible (absences des voiles).

- **Système II** :

**Modèle II -1** sa période est vérifiée mais dans ce modèle la structure est plus rigide (0,33 s).

**Modèle II-2** : La période dans ce modèle est optimale.

**Modèle II-3** : la période est légèrement élever par rapport le **modèle II-2** à cause de la discontinuité des voiles au niveau 4 et 5.

- **Système III** : la période élevée, c'est à dire une faible rigidité, donc le système noyaux ne donne pas une période idéale pour notre structure.

#### 2- l'excentricité

- L'excentricité dans le **système I** (système portiques) est vérifiée car le système est symétrique et il n'y a pas des voiles qui influent sur le centre de rigidité.
- L'excentricité du **modèle II-1** n'a pas vérifié la condition de RPA99 version 2003 dans le sens Y-Y à cause de la mauvaise disposition des voiles
- Pour le **modèle II-3** une augmentation importante de l'excentricité dans pour le 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage, à cause de la discontinuité des voiles.
- L'excentricité de **système III**, très élevée selon Y-Y par rapport le sens X-X cela est à cause de la disposition des voiles (noyaux) car il n'est pas symétrique dans le sens Y-Y et la condition de RPA99 Version 2003 (Art 4.3) ne vérifié pas, donc le système noyaux ne donne pas les résultats favorable pour la structure étudiée.

#### 3- Pourcentage de la participation de la masse modale

Les résultats obtenus montrent que la condition des participations massiques selon RPA99 version 2003 est vérifiée pour tous les systèmes et les modèles proposés.

#### 4- Vérification de l'effort tranchant

Les forces sismiques à la base obtenue dans le **système I** est moins à **80%** de la force sismique calculée par la méthode statique équivalent, c'est-à-dire la condition du RPA 99 version 2003 (article 4.3.6) n'est pas vérifiée, par contre la condition est vérifiée dans le **système II** pour les deux sens, et elle est vérifiée seulement dans le sens transversal pour le **système III**, donc on distingue que **système II** (système mixte portiques /voiles) donne une bonne résistance contre l'effort tranchant grâce a les voiles.

#### 5- Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :

L'effort normal au niveaux des poteaux dans le **système I** est important, c'est ce qui a fait que la condition de RPA99 version 2003 n'a pas vérifiée, cela est à cause de l'absence des voiles.

#### 6- vérification des déplacements

La condition de RPA99 version 2003 est vérifiée pour tous les modèles, mais il ya une augmentation importante et remarquable de déplacement dans le 4<sup>ème</sup> étage et le 5<sup>ème</sup> étage pour le **modèle II-3** à cause de la discontinuité des voiles conduire à une différence de la masse et de la rigidité entre étages qui se provoquent un risque de torsion et des endommagement, donc ce modèle est à éviter.

#### 7- Vérification de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta peut être négligé pour tous les modèles de notre structure, car  $\theta_X$  et  $\theta_Y$  sont inférieurs à « 0.1 » dans les deux sens X-X et Y-Y respectivement.

#### 8- Vérification au renversement

On n'a pas un risque de renversement pour tous les systèmes et les modèles.

#### 9- Justification de l'interaction voiles-portiques

L'interaction voile-portique pour le **modèle II-2** est vérifiée.

## **CONCLUSION GÉNÉRALE**

---

## Conclusion générale

L'étude de notre projet de fin d'études qui s'intéresse à la modélisation et l'analyse sismique des six variantes (trois systèmes de contreventements contient des modèles différents) et au calcul d'une structure (R+5) en béton armé (bâtiment à usage d'habitation), nous a permis d'exploiter toutes les connaissances acquises durant les années de spécialité en Génie Civil, tout en basant sur les documents techniques et l'utilisation des règlements et de certaines méthodes existés, et qui nous a permis d'avoir des observations et des constatations déduites des différents chapitres de cet étude.

Les résultats de l'étude nous ont permis de conclure les points suivants :

- Pour offrir une meilleure résistance aux séismes, les ouvrages doivent de préférence avoir, d'une part des formes simples, d'autre part, une distribution régulière que possible des masses et rigidités tant en plan qu'en élévation.
- Les éléments de contreventements devraient présenter une configuration régulière et forment un système continu et cohérent aussi monolithique que possible.
- Le choix du système de contreventement joue un rôle très important pour le comportement de la structure et pour assurer la sécurité et la stabilité.
- Entre les trois systèmes qui on a étudié, le **système I** (système portique Autostable en béton armé) et le **système III** (système noyaux) ne donnent pas un bon comportement de la structure, par contre le **système II** (système mixte assuré par des voiles et des portiques) donne des résultats acceptables et réalisables à condition une disposition optimale des voiles.
- Cette étude nous a surtout conduits à constater l'importance des vérification vis-à-vis les codes parasismiques y compris le **(RPA99 version 2003)**.
- Cette étude nous a permis l'application de toutes les connaissances théoriques acquise durant notre formation. De plus elle nous a permis de maîtriser logiciel **ETABS 9.6.0** qui est très pratique pour les bâtiments.

En fin, nous sommes beaucoup bénéficiés de ce travail et nous espérons qu'il en aidera d'autres, et nous suggérons de progresser dans l'étude complémentaire sur la variance de système de contreventements pour les structures en acier.

## **BIBLIOGRAPHIE**

---

---

**Références Bibliographiques**

- [1] M. Berradia, polycopié, cours projet structures en béton armé, Université Hassiba Benbouali, Chlef, (2019/2020).
- [2] A. Bouaza et A. Bouabdelli, Influence des types de contreventement sur le comportement non linéaire d'un bâtiment en béton armé, Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master, Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou (2015/2016).
- [3] M. Sylla et K. Tourki, Réponse sismique de bâtiments en béton armé renforcés par différents types de palées triangulées, université Ibn khaldoun de Tiaret (2015/2016).
- [4] B. Bouderra, Cours avec Exercices corrigés (Bâtiment). Polycopié de cours, Université El-wancharissi, Tissemsilt.
- [5] F. Abdelhamid, Influence du type de contreventement sur les structures en acier en zone sismique, Mémoire de Magister, Université Hadj Lakhdar de Batna, (2012/2013).
- [6] Règles Parasismiques Algériennes, RPA 99 / Version 2003, Centre National De Recherche Appliquée En Génie Parasismique, Algérie.
- [7] F. Bekraoui et I. Barkaoui, limitation de construction des bâtiment en portique auto-stable dans les zones sismiques, mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de master, université d'Adrar (2019/2020).
- [8] H. Taleb, polycopié de cours chapitre 2, Système de Contreventements.
- [9] A. Kassoul, polycopié de cours Bâtiment 1, Université Hassiba Benbouali, Chlef, (2015/2016).
- [10] H. Ourchane et M. Dahmani, influence de la disposition des murs voiles sur le comportement dynamique d'un bâtiment (R+7) en béton armé, Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de master, Université el-wancharissi, Tissemsilt (2018/2019).
- [11] M. Ouissi, polycopié de cours les contreventements. Université de Tlemcen p 9.
- [12] A. Plumier et H. Degrée, Calcul des structures pour leur résistance aux séismes, Université de Liège. Bruxelles. 22 juin 2010.
- [13] BAEL91 modifié 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites
- [14] DTR BC- 2.41 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93.
- [15] DTR BC-2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- [16] I. Menad, l'influence de la résistance à la compression du béton à 28 jours sur le comportement des structures en béton armé mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de master, université de Tissemsilt (2020/2021).

[17] EL. Naim et Z. Gadoum, Étude technique et analyse sismique d'une structure en béton armé mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de master, Université de Tissemsilt (2019/2020).

**LOGICIELS :**

- Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.6.0 ;
- RDM6 flexion d'une poutre droite ;
- EXCEL 2013 ;
- WORD 2013.

# **ANNEXES**

---

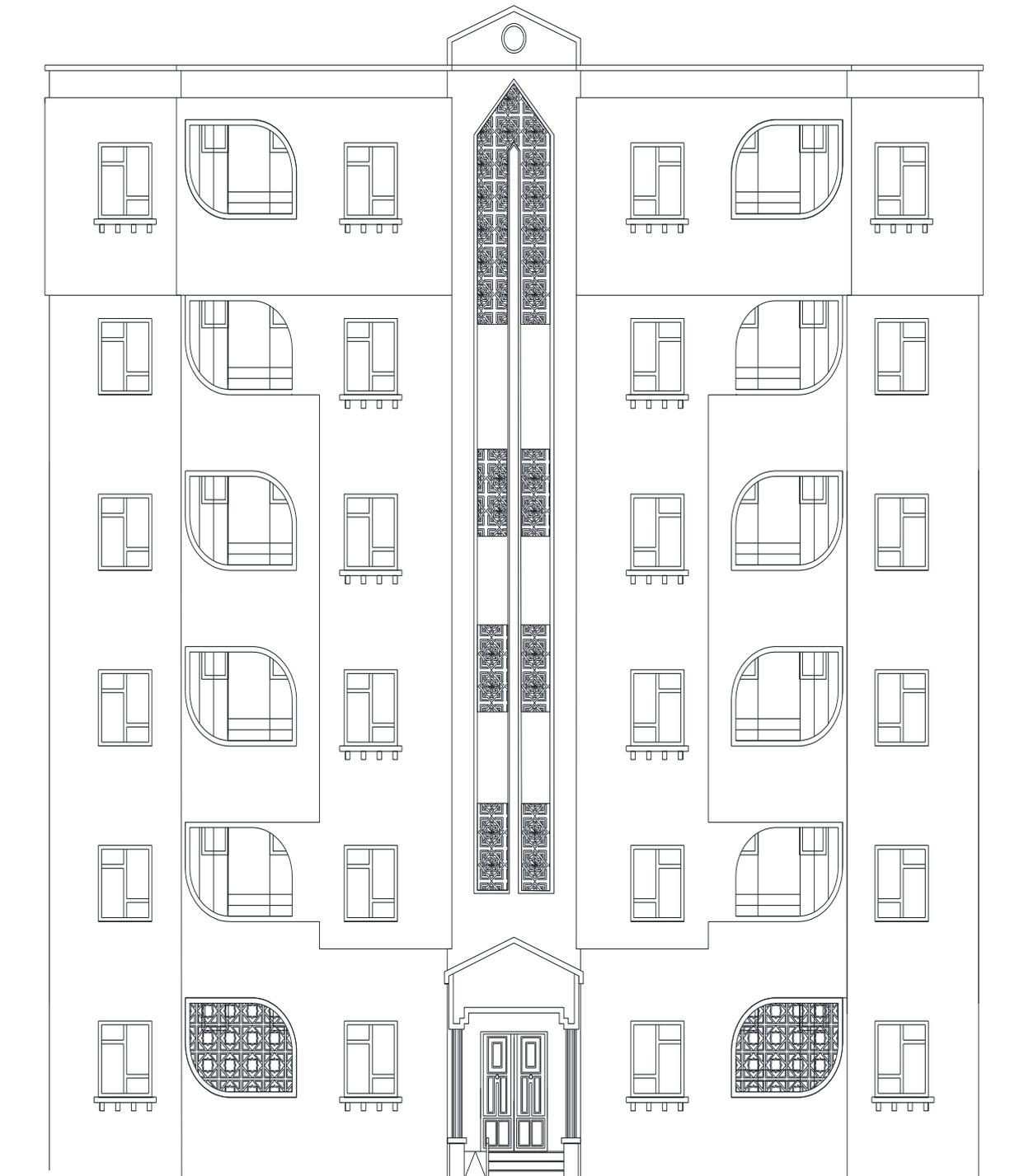
# Annexe A

## SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm<sup>2</sup> de N armature  $\phi$  en mm.

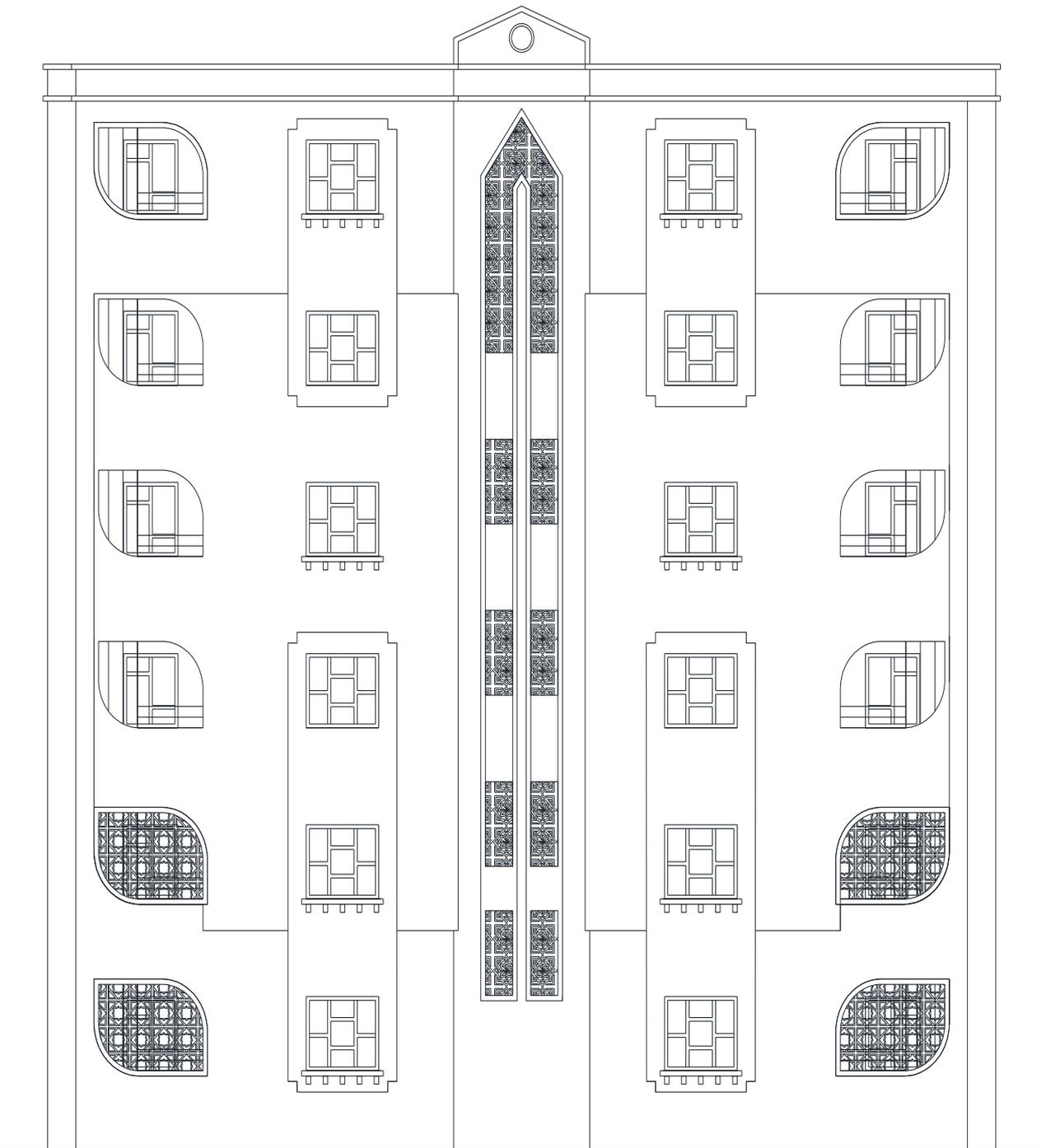
$\Phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

# Annexe B



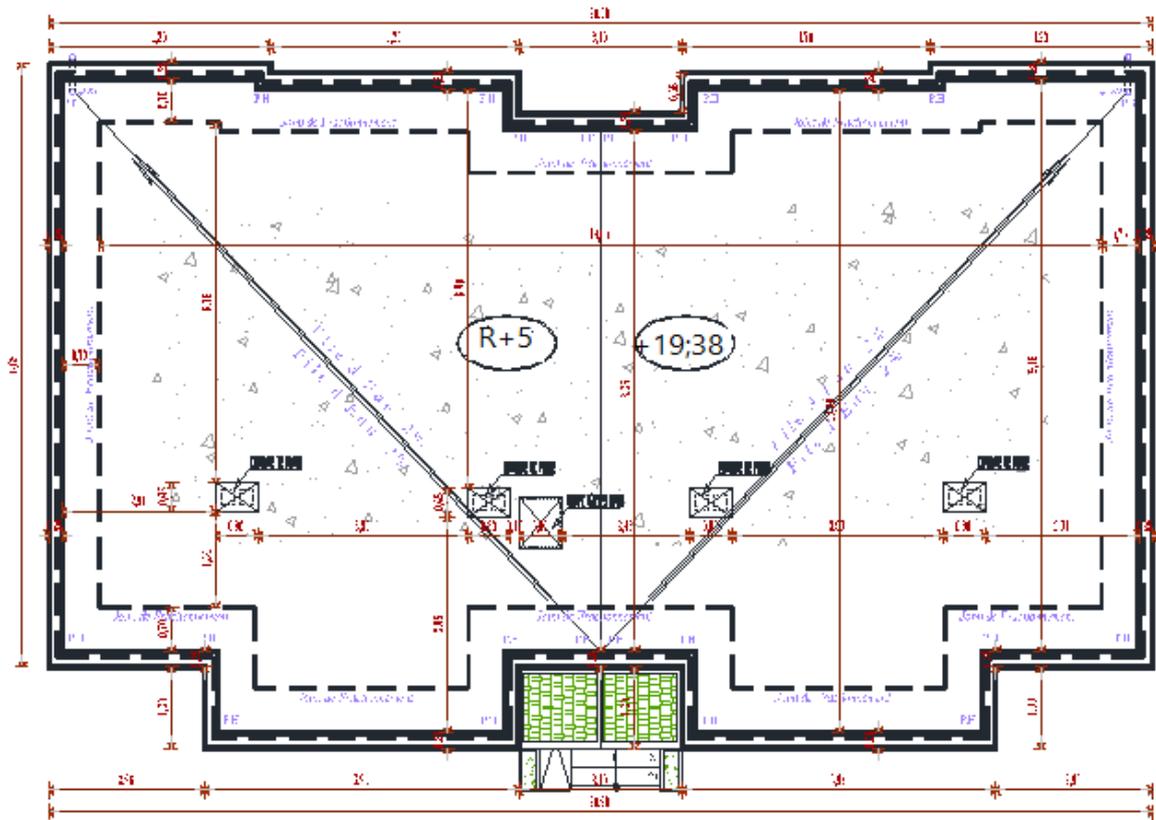
## Façade Principale

# Annexe C



**Façade Postérieure**

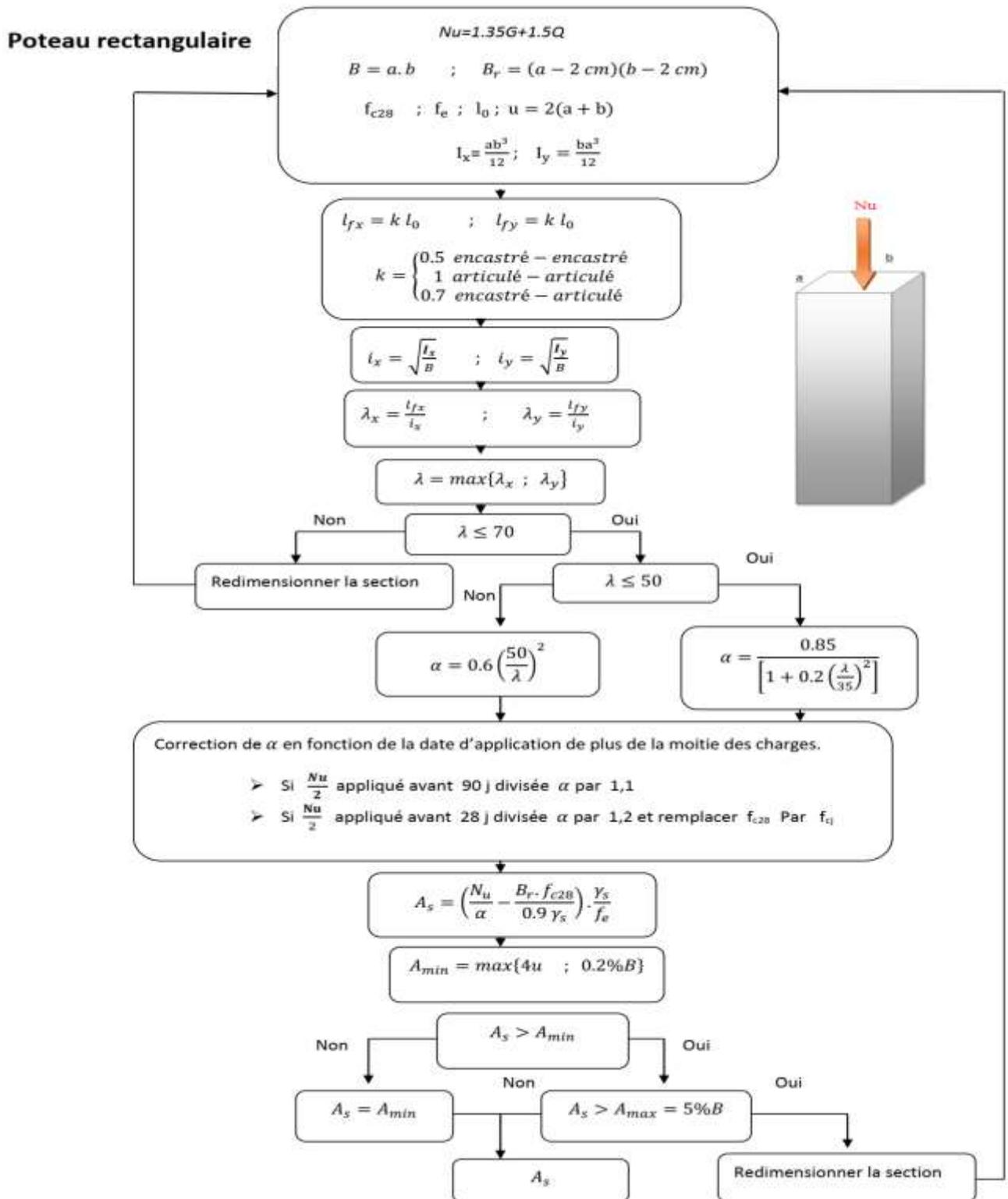
# Annexe D



Plan terrasse

# Annexe E

## Compression simple



# Annexe K

