

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ – BOUIRA –
Faculté des sciences et des sciences appliquées
Département de génie civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Spécialité : Structures.

Thème

**Influence de l'angle d'incidence du séisme sur la réponse
sismique d'un bâtiment de forme régulière en béton armé**

Réalisé par :

- Ziane Ouafa
- Naoui Maroua

Devant le jury composé de :

- | | | |
|------------------------|-----|--------------|
| ▪ Dr Bouamra Youcef | MCB | Président |
| ▪ Dr Amrane Belaid | MCB | Encadreur |
| ▪ Mme Mohamadi Saddika | MAA | CO-encadreur |
| ▪ Mr Djouabi Hamza | MAA | Examineur |



Condoléance

C'est avec une immense tristesse et beaucoup d'émotion que nous

*avons appris le décès de Monsieur **Amrane Belaid** survenu*

le 25 septembre 2020.

Notre encadreur et enseignant à la faculté des Sciences et des Sciences Appliquées

(Département Génie civil) ,

On présente mes sincères condoléances à sa famille et proches.

Nos pensées vont avant tout à son épouse et à ses fils.

Et prions Allah qu'il l'accueille en son vaste paradis Rahimahou Allah .

En ces temps troublés, la perte d'un Professeur d'université comme

***Dr. Amrane .Belaid** est une perte énorme non seulement pour*

le département Génie Civil et pour les étudiants.

*Des hommes comme **Dr. Amrane .Belaid** sont rares et ils sont une chance pour*

l'Université de Bouira .

*Sa volonté de défendre une Université de haut niveau, ses cours du **Béton Armé***

et présentations étaient précis et dynamisants.

***Dr.Amrane. Belaid** l'enseignant brillant et humble,*

vous resterez toujours de nos cœurs

إن لله وان إليه راجعون

Merci pour tout ce que vous avez donné pour le Département Genie civil.

REMERCIEMENTS

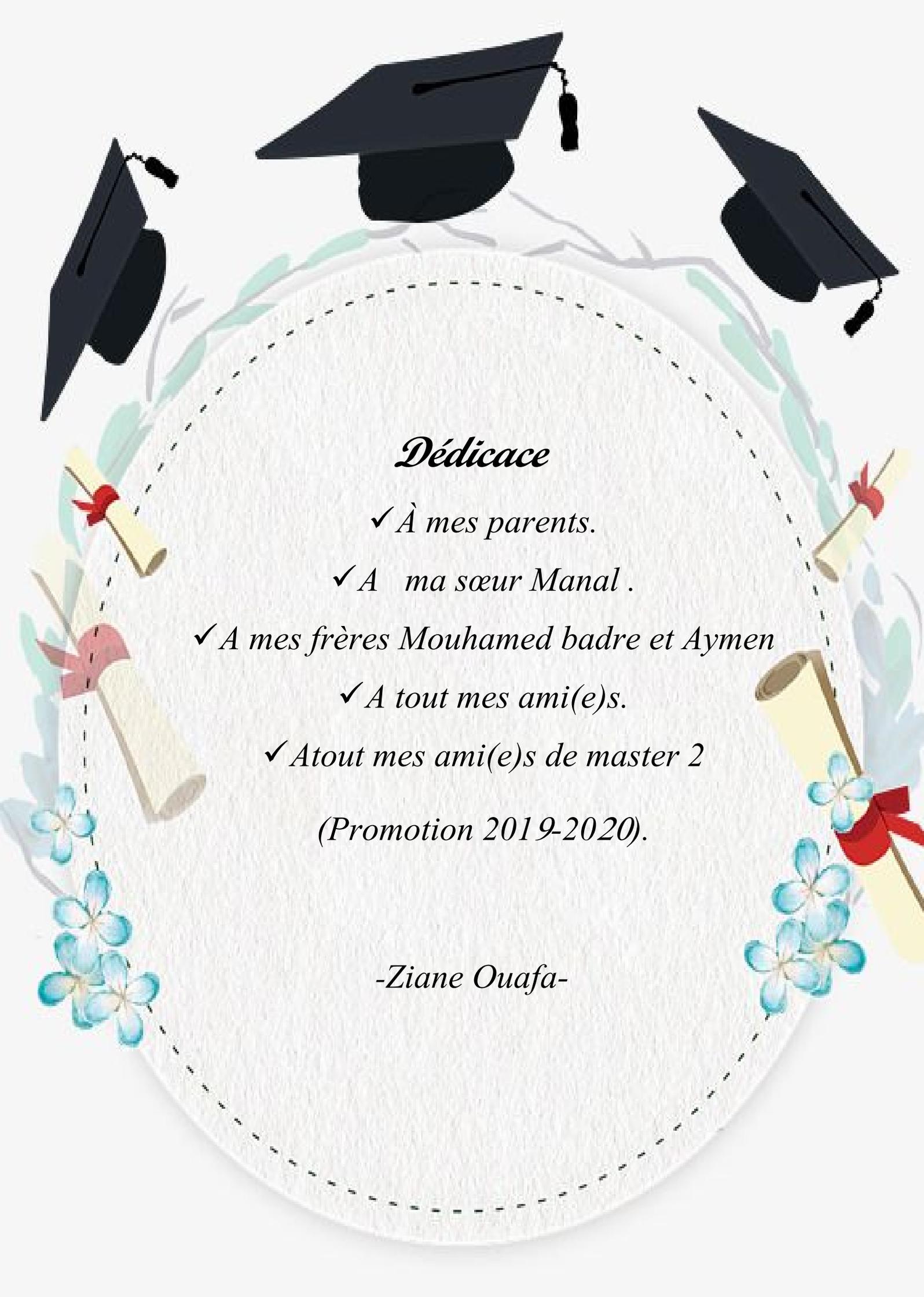
Nous remercions avant tout le Dieu de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Nous remercions également nos familles Pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants de département de génie civil.

Nous tenons également à remercier tous les travailleurs de Bureau d'étude « Techno-Bat », notamment : FATIMA pour nous avoir aidés.

Nous remercions tous le membre des jurys qui nous ont fait l'honneur d'examiner notre modeste travail et à tous ce qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail



Dédicace

✓ *À mes parents.*

✓ *A ma sœur Manal .*

✓ *A mes frères Mouhamed badre et Aymen*

✓ *A tout mes ami(e)s.*

✓ *Atout mes ami(e)s de master 2*

(Promotion 2019-2020).

-Ziane Ouafa-



Dédicace

Je dédie ce travail à :

✓ *Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé
et soutenu dans
mes études jusqu'à la fin de ma formation.*

✓ *A mon frère ANIS.*

✓ *A mon binôme Ziane Ouafa .*

✓ *A mes meilleurs amie Cylia ,*

Amine , Fouad.

✓ *A toute la promotion 2019/2020 .*

-Naoui Maroua-

Résumé

Ce projet porte sur l'étude de l'influence de l'angle d'incidence du séisme sur la réponse sismique d'un bâtiment .

Pour ce faire on sera examinée un bâtiment d'une forme régulière (R+5) implanté à Bouira classée zone de moyenne sismicité IIa selon le règlement parasismique Algérien RPA99/V2003, ce bâtiment est investi pour l'analyse d'incidence critique avec une variation de la direction du séisme de 0° à 90° degrés avec un pas de 10° degrés, L'analyse modale spectrale est faite à l'aide du logiciel d'analyse des structures « ETABS16.2.1 ».

D'après l'analyse qui on fait sur les différents paramètres suivants : (la réaction à la base de structures, son déplacement maximal ,ensuite les sollicitations (effort normal, effort tranchant, moment fléchissant) pour les poteaux, les poutres et les voiles, il est observé dans cette étude que la réponse sismique maximale de la structure examinée en fonction de l'angle d'incidence du séisme appliquée est coïncidé aux axes principaux.

Mots clés : RPA99/V2003 ; ETABS, La réponse sismique, L'angle d'incidence.

Abstract

This project is studying the influence of the angle of impact of the earthquake on the seismic response of a building.

To do this, we will examine a building of a regular shape (R+5) located in Bouira classified as zone of average seismicity IIa according to the Algerian seismic regulation RPA99/V2003, this building is invested for critical impact analysis with a variation of the direction of the earthquake of 0° at 90° degrees with a step of 10° degree, The spectral modal analysis is made using the software of analysis of structures "ETABS16.2.1".

According to the analysis carried out on the following different parameters: (the reaction at the base of structures, its maximum displacement, then the stresses (normal force, shearforce, bending moment) for the columns, beams and walls , it is observed in this study that the maximum seismic response of the structure examined as a function of the angle of incidence of the applied earthquake is coincident with the main axes.

Key words : RPA99/V2003; ETABS, Seismic Response, Angle of Impact.

ملخص

يتعلق هذا المشروع بدراسة تأثير زاوية وقوع الزلزال على الاستجابة الزلزالية للمبنى. للقيام بذلك، سنقوم بفحص مبنى (R + 5) على شكل منتظم يقع في منطقة البويرة مصنفة على أنها منطقة زلزالية متوسطة IIa وفقاً للقوانين الزلزالية الجزائرية. لدراسة تأثير الزاوية نقوم بتغيير اتجاه زاوية الزلزال من 0° درجة إلى 90° درجة بخطوة 10° درجات، تم استخدام برنامج "ETABS16.2.1" بعد التحاليل التي قمنا بها على كل من (القوى الأعظمية في القاعدة و انسحابها، و التحريصات لكل من الأعمدة , الروافد و جدران القص) لوضع أن الاستجابة الاعظمية للمبنى كانت على مستوى المحاور الأساسية .

الكلمات المفتاحية : ETABS , RPA99 / V2003 , الاستجابة الزلزالية.

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS

Dédicaces

RESUME	I
ABSTRACT	II
ملخص	III
SOMMAIRE	IV
LISTE DES FIGURES	X
LISTE DES TABLEAUX	XIV

Chapitre I : Introduction Générale

I.1 Introduction Générale	1
---------------------------------	---

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

II.1. Présentation de l'ouvrage	3
II.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	3
II.3. Conception de la structure	5
II.4. Règlements de calcul	7

Chapitre III : Les caractéristiques mécaniques des matériaux

III.1. Béton	8
III.1.1. Résistance caractéristique à la compression	8
III.1.2. Résistance caractéristique à la traction	9
III.1.3. Déformation du béton	9
III.1.4. Coefficient de Poisson	10
III.1.5. Diagramme contrainte/déformation de calcul	10
III.2. Acier	12

III.2.1. Caractéristiques mécaniques des armatures	12
III.2.2. Diagramme contrainte/déformation de calcul des armatures	13

Chapitre IV : Pré dimensionnement des éléments porteurs

IV.1. Introduction	15
IV.2. Pré dimensionnement des planchers	15
IV.2.1. Planchers en corps creux	15
IV.2.2. Planchers dalles pleines (balcons)	16
IV.3. Pré dimensionnement de l'acrotère	17
IV.4. Pré dimensionnement des escaliers	17
IV.5. Pré dimensionnement des poutres	20
IV.5.1. Les Poutres principal.....	21
IV.5.2. Les Poutres secondaires	21
IV.5.3. Vérification des critères imposés par le RPA99/2003 pour les poutres.	21
IV.6. Evaluation des charges et surcharges	21
IV.7. Descente de charges et Pré dimensionnement des poteaux	26
IV.7.1. Critère de résistance	31
IV.7.2. Critère de stabilité.....	31
IV.7.3. Vérification des critères imposés par le RPA99/V2003	32
IV.8. Pré dimensionnement des voiles	32
IV.8. 1.Critère d'incendie	33
IV.8.2. critère imposés par le RPA99/2003 (l'article 7. 7.1)	33

Chapitre V : Calcul des éléments secondaires

V.1. Introduction	34
V.2. Planchers à corps creux.....	34
V.2.1. Les poutrelles.....	32
V.2.1.1. Dimensions de la poutrelle.....	34
V.2.1.2. Calcul des poutrelles	35

V.2.1.3. Choix de la méthode de calcul	34
a) Méthode forfaitaire(Annexe E.1 du BAEL 91/99)	36
b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL91/99)	38
V.2.1.4. Type des poutrelles	39
V.2.1.5. Application de la méthode	40
V.2.1.6. Ferrailages des poutrelles.....	42
V.2.1.7.Vérifications règlementaires	44
V.2.2. Table de compression.....	48
V.3. Planchers dalles pleines (balcons).....	50
V.3.1. Evaluation des charges	50
V.3.2. Combinaisons des charges	50
V.3.3. Calcul du ferrailage	51
V.4.Acrotère.....	54
V.4.1Evaluation des charges et surcharges	54
V.4.2Détermination des sollicitations	55
V.4.3Ferrailage de l’acrotère	56
V.5. Etude des escaliers	61
V.5.1Evaluation des charges	61
V.5.1.1 Combinaison des charges	61
V.5.1.2 Schéma statique d’escalier	62
V.5.1.3 Calcul des moments et les efforts tranchants	62
V.5.2. Ferrailage	64
V.6.Étude de la poutre palière	67
V.6.1 Pré dimensionnement de la poutre palière	68
V.6.2 calcul de ferrailage	71
V.6.3 Schéma de ferrailage de poutre palière	74

Chapitre VI : Etude dynamique et sismique

VI.1. Introduction	75
VI.2 Présentation des règles parasismiques Algériennes	75
VI.3. Choix de la Méthode de calcul de l'action sismique selon l'RPA 99/2003	76
VI.3.1.Méthodes utilisables	76
VI.3.1.1.Méthode statique équivalente	76
VI.3.1.2.Méthode d'analyse modale spectrale	77
VI.3.1.3.Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	77
VI.4. Paramètres du Spectre de réponse de calcul selon (Art 4.3.3 PRA 99/V2003)	77
VI.5. Modélisation de la structure (RPA99/2003)	82
VI.6. Vérifications Réglementaires (selon l'RPA 99/2003)	84

Chapitre VII : Calcul des éléments résistants

VII.1. Ferrailage des poteaux.....	103
VII.1.1. Introduction	103
VII.1.2. Recommandations selon RPA99/V2003	105
VII.1.3. Recommandations selon BAEL91/99	106
VII.1.4. Procédure de calcul des armatures longitudinales.....	107
VII.1.5.Exemple de Calcul.....	113
VII.1.6. Schémas des ferrailages des poteaux.....	122
VII.2. Ferrailage des poutres.....	123
VII.2.1. Introduction.....	123
VII.2.2. Recommandations du RPA99/V2003	123
VII.2.3. Exemple de calcul	124
VII.2.3.1. Calcul des armatures longitudinales	124
VII.2.3.2. Calcul des armatures transversales	127
VII.2.4. Schémas des ferrailages des poutres	131
VII.5. Ferrailage des voiles.....	132

VII.5.1. Introduction	132
VII.5.2. Recommandations du RPA99/V2003	132
VII.5.3. Combinaisons de calcul	134
VII.5.4. Calcul du ferrailage des voiles	135
VII.5.4.1.Présentation de la méthode de calcul	135
VII.5.4.2. Exemple de calcul	137
VII.5.4.3.Schéma de ferrailage de voile	142

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction	143
VIII.1.1.Choix du type de fondation	143
VIII.1.2.Pré dimensionnement du radier	144
VIII.1.3. Ferrailage du radier nervurée.....	154
VIII.1.3.1.Ferrailage de la dalle	154
VIII.1.3.2. Ferrailage des débords	159
VIII.1.3.3.Ferrailage des nervures	161
VIII.1.4. Calcul de voile périphérique.....	168
VIII.1.4.1.Dimensionnement	168
VIII.1.4.2. Ferrailage du voilepériphérique.....	169

Chapitre IX : Analyse de l'effet de la direction de la force sismique

IX.1. Introduction	170
IX.2. Combinaisons de la charge sismique.....	170
IX.3. Influence de l'angle d'incidence du séisme sur la réaction sismique à la base de la structure	170
IX.4 Influence de l'angle d'incidence du séisme sur le déplacement horizontal de la structure..	171
IX.5. Influence de l'angle d'incidence du séisme sur les sollicitations dans les poteaux	171
IX.6. Influence de l'angle d'incidence du séisme sur les sollicitations dans les poutres	173
IX.7. Influence de l'angle d'incidence du séisme sur les sollicitations dans les voiles	175

IX.8. Conclusion	176
Conclusion générale	177
Références bibliographiques.....	178

LISTE DES FIGURES

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

Figure II.1 : Vue du bâtiment en élévation.....	4
Figure II.2 : Vue en plan RDC.....	5

Chapitre III : Les caractéristiques mécaniques des matériaux

Figure III.1 : Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton à L'ELU.	10
Figure III.2 : Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton à L'ELS.....	12
Figure III.3 : Diagramme contrainte - déformation du calcul de l'acier à l'ELU.	13

Chapitre IV : Pré dimensionnement des éléments porteurs

Figure IV.1 : coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	15
Figure IV.2 : coupe en élévation de l'acrotère terrasse inaccessible.	17
Figure IV.3 :Schéma d'un escalier	18
Figure IV.4 : schéma statique de l'escalier type01	18
Figure IV.5 ; schéma statique de l'escalier type 02	19
Figure IV.6 : Dimensions d'une poutre.....	20
Figure IV.7 :Surface reprise par le poteau.....	28
Figure IV.8 : Coupe de voile en plan.	33
Figure IV.9 :Coupe de voile en élévation.....	33

Chapitre V : Calcul des éléments secondaires

Figure V.1 :Coupe transversale d'une poutrelle	34
Figure V.1 : Valeur des moments d'appuis sur une poutre à deux travées.	37
Figure V.2 : Valeur des moments d'appuis sur une poutre à trois travées	37
Figure V.3 : Valeur des moments d'appuis sur une poutre plus de trois travées	38
Figure V.4 : schéma statique de la poutrelle.....	39
Figure V.5 : Diagramme de moment fléchissant et d'effort tranchant des poutrelles à l'ELU. .	41

Figure V.6 : Diagramme de moment fléchissant et d'effort tranchant des poutrelles à l'ELS...	42
Figure V.7 : Schéma de ferrailage de poutrelle	48
Figure V.8 : ferrailage de la dalle de compression.....	49
Figure V.9 : Schéma statique du balcon à l'ELU.....	50
Figure V.10 :Schéma statique du balcon à l'ELS	50
Figure V.11 : Section du calcul du balcon.....	51
Figure V.12 : Schéma de ferrailage du balcon.....	54
Figure V.13 : Dimensions et charges appliquées sur l'acrotère.....	54
Figure V.14 : Diagramme des moments et des efforts tranchants.	55
Figure V.15 : Schéma de Ferrailage de l'acrotère.....	61
Figure V.16 : Schéma statique d'escalierà l'ELU.....	62
Figure V.17 : Schéma statique d'escalierà l'ELS.	62
Figure V.18 : Diagramme de moment fléchissant et d'effort tranchant d'escalierà l'ELU.	63
Figure V.19 : Diagramme de moment fléchissant et d'effort tranchant d'escalierà l'ELS.	63
Figure V.20 : Schéma de ferrailage de l'escalier	67
Figure V.21 : Schéma statique de la poutre palière.....	69
Figure V.22 : Diagramme de moment fléchissant et d'effort tranchant de la poutre palière à l'ELU.	69
Figure V.23 : Diagramme de moment fléchissant et d'effort tranchant de la poutre palière à l'ELS.....	70
Figure V.24 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.	74

Chapitre VI : Etude dynamique et sismique

Figure VI.1 : Spectre de réponse de calcul.	81
Figure IV.2 :Modélisation de la structure.....	83
Figure VI.3 :Vue en plan du 1 ^{er} mode.....	85
Figure VI.4 :Vue en plan du 2 ^{ème} mode.....	86
Figure VI.5 :Vue en plan du 3 -ème mode	86
Figure VI.6 :Présentation de l'effet P- Δ sur la structure	99

Chapitre VII : Calcul des éléments résistants

Figure VII.1 : Zone nodale (nœud poutre-poteaux).....	105
Figure VII.2 : Les excentricités d'une section en flexion composée.....	109
Figure VII.3 : Schéma de ferrailage des poteaux	122
Figure VII.4 :Recouvrement de la zone nodale	128
Figure VII.5 : Schéma de ferrailage des poutres	131
Figure VII.6 : Contraintes des voiles.	135
Figure VII.7 : Section entièrement comprimée.	136
Figure VII.8 :Section entièrement tendu.	136
Figure VII.9 :Section partiellement comprimée.	137
Figure VII.10 :Schéma de ferrailage du voile de type	142

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Figure. VIII.1 : Schéma de radier	145
Figure. VIII.2 : Dimension du radier nervuré	146
Figure. VIII.3 : Schéma de transmission des charges.....	149
Figure. VIII.4 : Le panneau le plus sollicité.....	155
Figure. VIII.5 : Présentation schématique de débord	160
Figure. VIII.6 : Schéma de ferrailage du radier	161
Figure. VIII.7 : plan de repérage des nervures	162
Figure. VIII.8 : Diagramme des moments des nervures sens X-X à L'ELU et à L'ELS	163
Figure. VIII.9 : Diagramme des moments des nervures sens Y-Y à L'ELU et à L'ELS	164
Figure. VIII.10 : Schéma de ferrailage de la nervure	167
Figure. VIII.11 : Schéma du voile périphérique.....	168
Figure. VIII.12 :ferrailage du voile périphérique	169

Chapitre IX : Analyse de l'effet de la direction de la force sismique

Figure IX.1 : Combinaisons de la charge sismique	170
Figure IX.2 : Réaction sismiqueà la base suivant la direction du séisme	170
Figure IX.3 : Déplacement horizontale de la structure suivant la direction du séisme.....	171

Figure IX.4 : Les sollicitations dans les poteaux suivant la direction du séisme	172
Figure IX.5 : Les sollicitations dans la poutre principale suivant la direction du séisme	173
Figure IX.6 : Les sollicitations dans la poutre secondaire suivant la direction du séisme	174
Figure IX.7 : Les sollicitations dans le voile suivant la direction du séisme	175

LIST DES TABLEAUX

Chapitre III : Les caractéristiques mécaniques des matériaux

Tableau III.1 : les types et Caractéristiques des aciers	13
---	----

Chapitre IV : Pré dimensionnement des éléments porteurs

Tableau IV.1 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.....	22
Tableau IV.2 : Charges permanentes du plancher étage courant.....	23
Tableau IV.3 : Charges permanentes de Balcon.....	23
Tableau IV.4 : Charges permanentes du mur extérieur.....	24
Tableau IV.5 : Charges permanentes du mur intérieur.	24
Tableau IV.6 : Charges permanentes du palier.....	25
Tableau IV.7 : Charges permanentes de la volée.	26
Tableau IV.8 : la dégression des charges.	29
Tableau IV.9 : descente des charges	30
Tableau IV.10 : les sections des poteaux adoptées.....	31

Chapitre V : Calcul des éléments secondaires

Tableau V.1 : Chargement sur les poutrelles.....	36
Tableau V.2 : Récapitulatif des moments et l'effort tranchant en travée et appui à l'ELU	40
Tableau V.3 : Récapitulatif des moments et l'effort tranchant en travée et appui à l'ELS	41
Tableau V.4 :récapitulatif de Vérification de la contrainte de compression dans le béton.....	46
Tableau V.5 :Vérification de la flèche de la poutrelle	48
Tableau V.6 : vérification des contraintes (acier et béton) du balcon à l'ELS	53
Tableau V.7 : Combinaison d'action de l'acrotère	56
Tableau V.8 : Combinaison d'action de l'escalier	61
Tableau V.9 : calcul des armatures d'escalier à l'ELU.....	64
Tableau V.10 : récapitulatif des vérifications de l'escalier à l'ELU.....	64
Tableau V.11 :Vérifications de contrainte de compression dans le béton à l'ELS.....	66
Tableau V.12 : Vérification de la flèche d'escalier	67

Tableau V.13 : calcul des armatures de la poutre palière à l'ELU	71
Tableau V.14 : Vérification de contrainte de cisaillement et de contrainte d'adhérence	71
Tableau V.15 : Vérifications de contrainte de compression dans le béton à l'ELS.....	73

Chapitre VI : Etude dynamique et sismique

Tableau VI.1. Valeurs des pénalités P_q	80
Tableau VI.2. Participation massique	84
Tableau IV.3. Poids totale de la structure.....	87
Tableau IV.4. Excentricité théorique dans les deux sens.	88
Tableau IV.5. Vérification de la part des efforts verticaux repris par les voiles	89
Tableau IV.6. Période choisie pour le calcul du (D).....	91
Tableau IV.7. Calcul de la force sismique	92
Tableau IV.8. Effort tranchant modale à la base	93
Tableau IV.9. Vérification de l'indépendance des modes.....	94
Tableau VI.10. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	95
Tableau IV.11. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur	96
Tableau VI.12. Déplacements latéraux inter-étage dans le sens X.....	97
Tableau VI.13. Déplacements latéraux inter-étage dans le sens Y	98
Tableau VI.14. Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$ dans le sens X.....	99
Tableau VI.15. Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$ dans le sens Y.....	100
Tableau IV.16. Moment de renversement	101
Tableau IV.17. Vérification de stabilisation.....	101
Tableau VI.18. Vérification de l'effort normal réduit	102

Chapitre VII : Calcul des éléments résistants

Tableau VII.1. Valeur des paramètres de calcul dans les différentes situations	103
Tableau VII.2. Combinaisons des charges	103
Tableau VII.3. Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux.....	104
Tableau VII.4. Sollicitations et Paramètres de poteau pour l'exemple de calcul.....	114
Tableau VII.5. Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage longitudinal des poteaux	116

Tableau VII.6. Choix de ferrailage longitudinal pour les poteaux	117
Tableau VII.7. Vérification de pourcentage maximal des armatures dans les poteaux	117
Tableau VII.8. La longueur de recouvrement	117
Tableau VII.9. Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU	119
Tableau VII.10. Vérification des contraintes tangentielles	119
Tableau VII.11. Les résultats de vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS	120
Tableau VII.12. Vérification de flambement des poteaux	121
Tableau VII.13. Tableau récapitulatif des armatures transversales	121
Tableau VII.14. La longueur minimale de recouvrement.	128
Tableau VII.15. Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres	129
Tableau VII.16. Tableau récapitulatif de vérification de contrainte de cisaillement des Poutres	129
Tableau VII.17. Vérification de contrainte d'adhérence des poutres.	130
Tableau VII.18. Vérification de contrainte dans le béton des Poutres à l'ELS	130
Tableau VII.19. Vérification de la flèche.....	130
Tableau VII.20. Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales des poutres	131
Tableau VII.21. Ferrailage verticale du voile type 1.	140
Tableau VII.22. Choix des barres verticale du voile type 01.	140
Tableau VII.23. Ferrailage verticale du voile type 2	141
Tableau VII.24. Choix des barres verticale du voile type 02.	141
Tableau VII.25. Les vérifications à L'ELS et de contrainte de cisaillement.	142

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Tableau. VIII.1. Vérification de la stabilité au renversement du radier	153
Tableau. VIII.2. Vérification des contraintes de sol sous le radier	154
Tableau. VIII.4. Les moments de la dalle à L'ELU et à L'ELS.....	157
Tableau. VIII.5. Calcul des armatures de la dalle à L'ELU.....	158
Tableau. VIII.6. vérification des panneaux de radier à L'ELS	159
Tableau. VIII.7. Ferrailage de débord du radier.....	160
Tableau. VIII.8. vérification de débord à L'ELS	161

Tableau. VIII.9. Charge uniformément répartie équivalente de la nervure sens X-X.....	163
Tableau. VIII.10. Charge uniformément répartie équivalente de la nervure file B.....	164
Tableau. VIII.11. calcul des armatures de la nervure	165
Tableau. VIII.12. vérification de la nervure à l'ELU	166
Tableau. VIII.13. Vérification des nervures du radier à l'ELS	166

CHAPITRE I

INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'objectif de l'ingénieur des structures de nos jours est de construire des structures qui résistent aux charges permanentes et d'exploitation et aussi aux charges accidentelles telles que le séisme.

Les séismes sont l'une des catastrophes « naturelles » des plus destructives à la différence des inondations, des cyclones ou des éruptions volcaniques. Les séismes avec leurs apparitions inattendues, frappent en quelques secondes causant d'énorme destruction et souvent de nombreuses victimes. Ils touchent tous les pays du méditerranée, notamment l'Algérie témoinnée par le fléau du séisme de BOUMERDES 2003 avec des conséquences mesurées de 2266 morts et 10261 blessés. Cela pose un ultime défi aux spécialistes de génie parasismique et aux ingénieurs en génie civil de concevoir des bâtiments, des ponts et des barrages capables de résister aux forces dévastatrices engendrées par les tremblements de terre.

Dans la plupart des régions sismiques, l'adoption de techniques de construction visant à réduire les risques liés aux tremblements de terre, vise l'augmentation de la résistance des structures. Mais la question qui se pose est comment peut-on et par quel moyen renforcer la structure sous variation de la direction du séisme, et quelle est la direction la plus rentable, côté résistance, économique et bien sûr architectural.

Plusieurs chercheurs se sont intéressés à l'effet de la direction horizontale du séisme sur un bâtiment, Ils ont toujours posé la question par rapport aux directions les plus défavorables du séisme qui entraînent les réponses ou les sollicitations maximales nécessaires pour un dimensionnement conséquent.

Le code algérien **RPA99/V2003**, ne permet pas d'étudier l'effet de la direction du séisme autre que celles des axes principaux du bâtiment. La direction sismique est définie comme celle perpendiculaire aux dimensions du bâtiment (suivant x et y). Mais depuis quelques années, la recherche a connu une avancée considérable vis à vis l'influence de l'angle d'incidence de séisme sur le comportement dynamique des structures.

À cet égard et dans le cadre de notre travail, l'objectif principal est d'évaluer l'influence de la direction du séisme sur la réponse sismique. Cela sera réalisé par son application sur un bâtiment (**R+5** implanté à Bouira) d'une forme régulière, ce bâtiment est investi pour l'analyse d'incidence critique avec une variation de la direction du séisme de 0° à 90° degrés

avec un pas de 10° degrés et voir leur influence sur la réponse sismique de notre structure , on utilise l'ETABS 2016 pour l'analyse modale spectrale.

La variation de la réponse étudie les paramètres suivants : **la réaction à la base de structures, son déplacement maximal** ,en suite **les sollicitations** (effort normal, effort tranchant, moment fléchissant) pour **les poteaux, les poutres et les voiles**.

Afin d'atteindre cet objectif, la démarche de notre travail s'articule autour de deux partie :

- **Partie 1** (comporte six chapitres): dans un premier temps nous commençons par une présentation de l'ouvrage ainsi les matériaux et leurs caractéristiques à utiliser, puis le pré dimensionnement des éléments secondaires et des différents éléments constructifs du bâtiment : poutres, poteaux et voiles. Ensuite dans la partie dynamique de cette étude du projet, nous traiterons de la modélisation du bâtiment avec le logiciel ETABS 2016, afin de vérifier la réponse du bâtiment aux séismes selon les règlements **RPA99/V2003**.

L'étude sismique nous permettra d'aborder le calcul des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) après exploitation des résultats donnés par ETABS 2016 Enfin, nous allons clore cette étude par l'étude de l'infrastructure.

- **Partie 2** (comporte un seul chapitre) : est consacrée à l'étude d'analyse de l'effet de la direction de séisme sur le comportement et la dimension de la structure, cette direction qui varie entre 0° à 90° et suivre quelque élément porteuses et présenter les résultats se forme numérique et graphique et termine avec une analyse et interprétation du se résultat.

CHAPITRE II

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

II.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation qui fait partie d'un programme de **60 logements (sociaux locatifs) à la wilaya de BOUIRA.**

Il est composé **d'un rez-de-chaussée** et de **cinq étages** ayant une distribution de 02 logements par étage de type F3.

Il est implanté dans la commune **BIR GHBALOU** wilaya de **BOUIRA**, Qui est :

- une Zone de **moyenne sismicité zone IIa** d'après les règles parasismiques algériennes (**RPA 99 /version 2003**).
- classé comme étant un ouvrage courant d'importance **moyenne (groupe d'usage 2)**, car sa hauteur ne dépasse pas 48m.
- Le site est considéré comme un site meuble (**S3**) selon le rapport de sol.

La contrainte admissible du sol $\overline{\sigma}_s = 2$ bars.

II.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

a) Dimensions en plan :

- La longueur totale **L =18 ,40 m.**
- La largeur totale **L=11,65 m.**

b) Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment **H =19 ,38 m.**
- Hauteur du réez de chaussée **H=4,08 m.**
- Hauteur d'étage courant **H =3,06 m.**

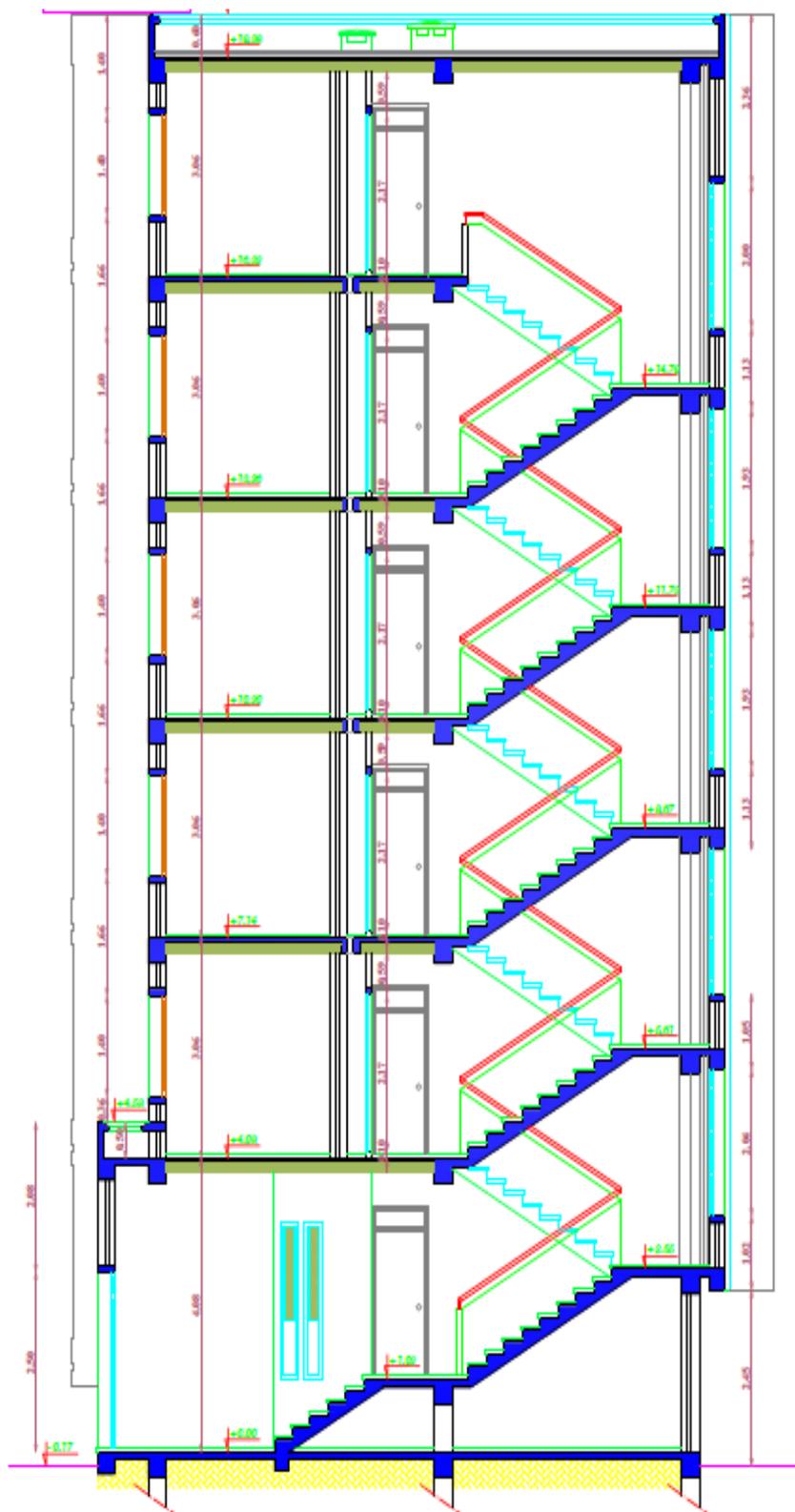


Figure II.1 : Vue du bâtiment en élévation

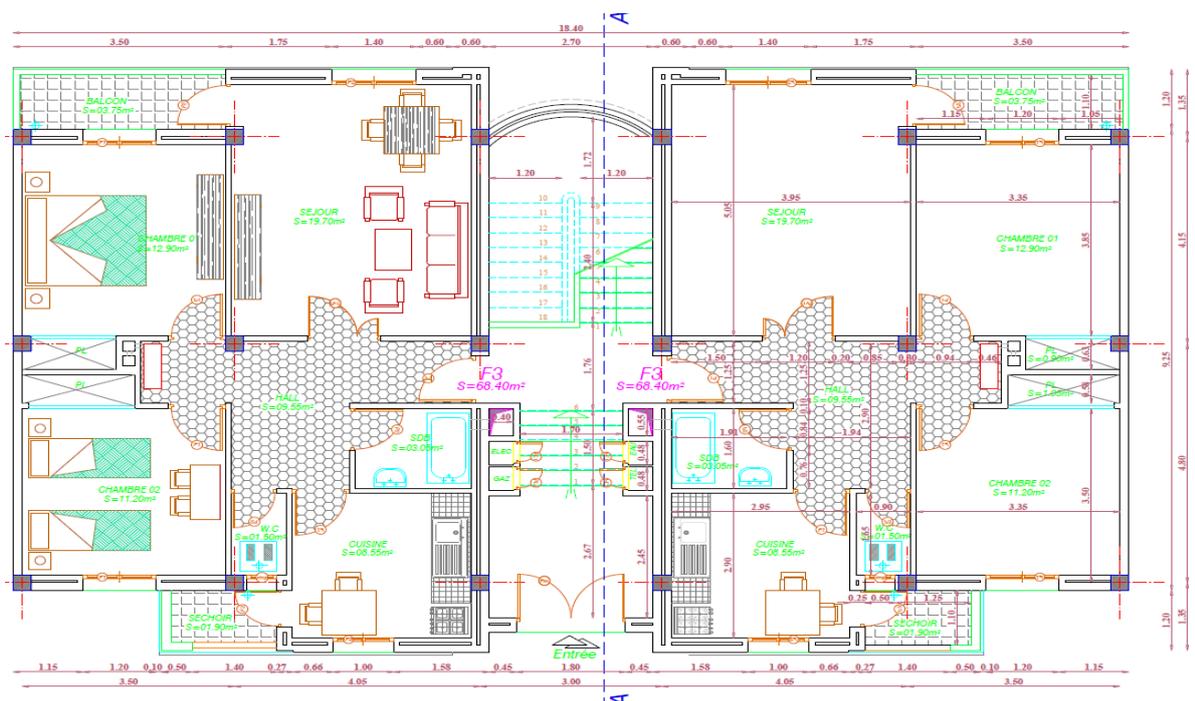


Figure II.2 : Vue en plan RDC.

II.3. Conception de la structure :

a. Ossature et contreventement

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques et renforcé par des voiles exigés par le RPA 99 /V2003, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

b. Plancher

Les planchers ont pour fonctions essentielles :

- La séparation des différents étages d'une structure.
- La résistance aux charges permanentes et surcharges d'exploitation sur les étages.
- Transmission des efforts horizontaux aux différents éléments porteurs.
- Isolation acoustique et thermique entre étages.
- Support des plafonds et revêtements.

c. Maçonnerie

La maçonnerie sera exécutée en brique creuse

Murs extérieurs à double cloison :

- Brique creuse de 15 cm.
- L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Brique creuse de 10 cm.

Murs intérieurs :

- Ils sont constitués de brique creuse de 10 cm.

d. Revêtements

Les revêtements seront comme suit :

- Mortier de ciment pour les murs de façades.
- Plâtre pour les cloisons intérieures
- Céramique pour les cuisines et les salles d'eau.
- Plâtre pour les plafonds.
- Carrelage pour les planchers.

e. Escaliers

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marche et contre- marche) qui passe à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre structure comporte deux types d'escalier.

f. Les balcons

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

g. La terrasse

Dans notre projet la terrasse est inaccessible

h. Les fondations

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol.

Le choix du type de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et l'importance de l'ouvrage.

i. L'acrotère

La terrasse de notre structure est entourée par un acrotère en béton armé . Son rôle principal est d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales sur les façades et les protège les personnes accédant à la terrasse.

II.4. Règlements de calcul :

Notre étude est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93. (code de béton armé).
- Le RPA 99/V 2003. (Règlement Parasismique Algérien)
- Le BAEL 91/99. (Béton Armé aux Etats Limites).
- Les DTR *DTR-BC.2.2.* (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- *DTR-BE 1. 31* (Règles D'exécution Des travaux de Fondations Superficielles).

CHAPITRE III

CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé.

III.1. Béton

Le béton est un agglomérat de granulats, de ciment, d'eau, et d'additions minérales.

Les constituants du béton :

- **Les granulats** : On appelle « granulats » les matériaux inertes, sables graviers ou cailloux qui entrent dans la composition des bétons.
Ils sont classés en trois catégories :
 - les sables : grains de dimensions comprises entre 0.08mm et 5 mm
 - les gravillons : grains de dimensions comprises entre 5mm et 25mm.
 - les cailloux : grains de dimensions supérieurs à 25mm.
- **Ciment** : Le ciment est un liant hydraulique à base de calcaire et d'argile (80% de calcaire et 20% d'argile) qui se présente sous la forme d'une poudre minérale fine s'hydratant en présence d'eau.
- **L'eau** : seule l'eau potable être reconnue pour la fabrication du béton (l'eau de mer est interdite pour les bétons armés et précontraints).
- **Adjuvants** : sont des produits chimiques incorporés au béton frais en faibles quantités inférieur à 5% de quantité de ciment, afin d'améliorer certaines propriétés.

Le Dosage du béton : Le dosage pour 1m³ de béton sera comme suit :

350 kg/m² de ciment de classe CPA 325.

400 l de sable de diamètre 0 à 5.

800 l de gravier de diamètre 15 à 25.

175 l d'eau de gâchage.

III.1.1. Résistance caractéristique à la compression **BAEL 91/99(Art A.2.1, 11)**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à « j » jours d'âge est déterminée à partir d'essais de compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

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

$$f_{cj} = \frac{J}{4,76+0,83J} f_{c28} \quad \text{si } J < 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } J > 60 \text{ jours}$$

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

$$f_{cj} = \frac{J}{1,4+0,95J} f_{c28} \quad \text{si } J \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } J > 28 \text{ jours}$$

III.1.2. Résistance caractéristique à la traction

BAEL 91/99(Art A.2.1, 12)

La résistance caractéristique à la traction du béton à jours, notée f_{ij} , est conventionnellement définie par les relations suivantes :

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

$$f_{ij} = 0,275 f_{cj}^{2/3} \quad \text{si } f_{cj} > 60 \text{ MPa}$$

Dans notre cas on a pris : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

III.1.3. Déformation du béton

a) Déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

Module de déformation instantanée : la durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{ij} = 32\,164,195 \text{ MPa.} \quad \text{BAEL 91/99(Art A.2.1, 21)}$$

Module de déformation différée : Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et du retrait).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{vj} = 10\,818,86 \text{ MPa.} \quad \text{BAEL 91/99(Art A.2.1, 22)}$$

b) Déformation transversale du béton :

Il est donné par l'expression suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

III.1.4. Coefficient de Poisson : BAEL 91(Art A.2.1, 3)

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales :

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

On admet que :

$\nu = 0$: dans le cas d'état limite ultime.

$\nu = 0,2$: dans le cas d'état limite de service.

III.1.5. Diagramme contrainte/déformation de calcul

a) à l'ELU

BAEL91/99 (Art A.4.3, 41)

Le diagramme contraintes déformations du béton est le diagramme de calcul dit : (Parabole rectangle), il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ et $\sigma_{bc} = f_{bu}$ suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet.

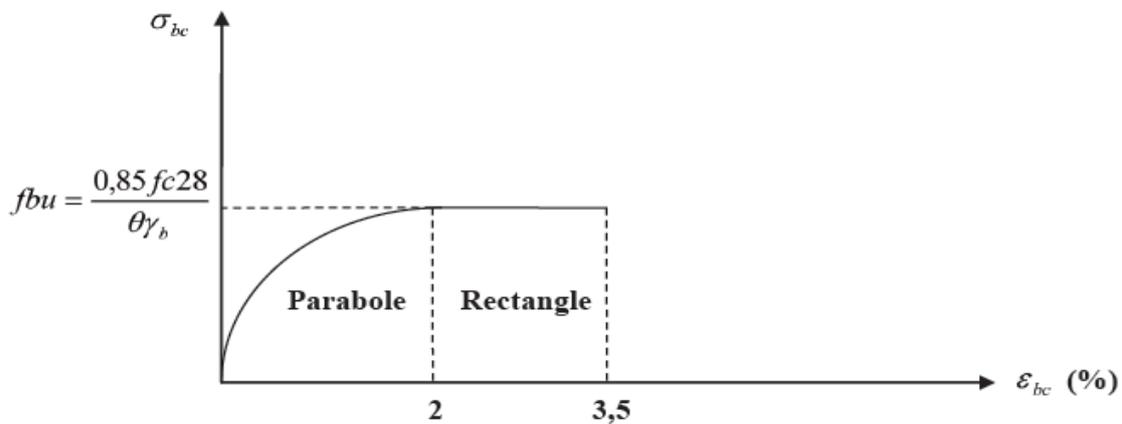


Figure III.1. Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton à l'ELU.

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

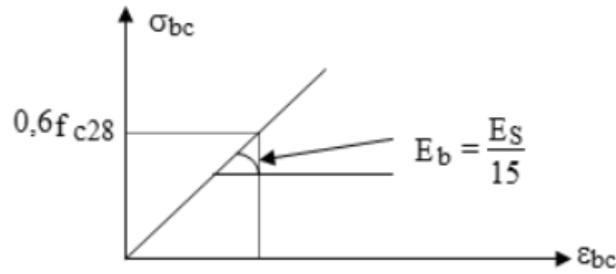


Figure III.2. Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton à L'ELS.

Pour notre cas : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

III.2. Acier

Pour combler le manque de résistance à la traction du béton, on lui associe l'acier pour reprendre les efforts de traction, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers rond lisse (RL) pour 0,15 à 0,25 % de carbone.
- Aciers de haute adhérence (HA) pour 0,25 à 0,40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$. BAEL91/99 (Art A. 2.2, 1)

III.2.1. Caractéristiques mécaniques des armatures :

Avec :

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Pour les situations durables ou transitoires S.D.T.} \\ 1 & \text{Pour les situations accidentelles S.A.} \end{cases}$$

b) à l'ELS

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

- Fissuration peu nuisible (FPN) **BAEL91/99(Art A. 4.5, 32)**

Pas de limitation (aucune vérification).

- Fissuration préjudiciable (FP) : **BAEL91/99(Art A. 4.5, 33)**

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \text{MPa}$$

- Fissuration très préjudiciable (FTP) **BAEL91/99(Art A. 4.5, 34)**

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} = \min \left[\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \text{MPa}$$

η : Coefficient de fissuration.

η = Aciers rond lisse (RL).

$\eta = 1,6$ Aciers hautes adhérence (HA).

CHAPITRE IV

PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS PORTEURS

IV.1. Introduction

Le Pré dimensionnement des éléments résistants d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil, Afin d'avoir une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (poteaux, poutre, voile....) soient pré dimensionnés de telles manières à reprendre tous les charges et surcharges gravitaires et les charges dynamiques (sismiques).

Pour cela on procède au pré dimensionnement qui se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur : **BAEL91**, **RPA99 / version 2003**, et **(CBA93)**.

IV.2. Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

- transmettre les charges aux éléments porteurs (poteaux, voiles).
- Ils permettent de séparer plusieurs niveaux
- servent de supports rigides pour les revêtements de sol (parquet, carrelage, etc.).
- Une isolation thermique, acoustique.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Dalle pleine.
- Plancher à corps creux.

IV.2.1. Planchers en corps creux

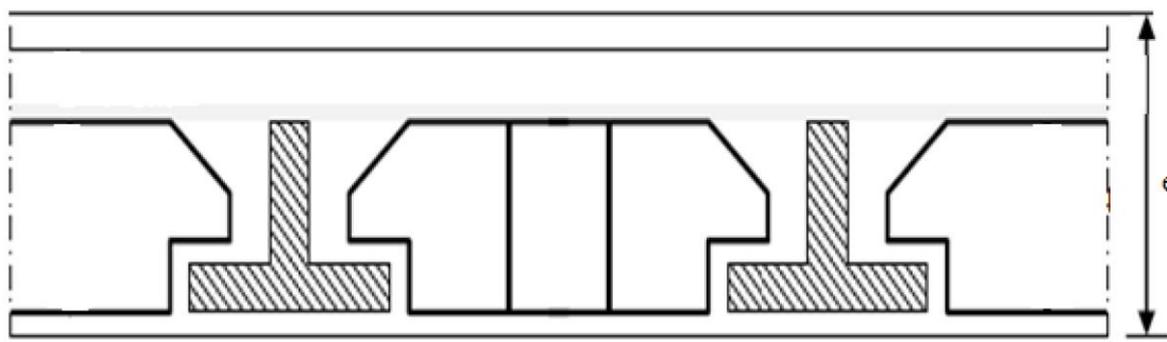


Figure IV.1 : coupe transversale d'un plancher à corps creux

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, leurs épaisseur dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Ainsi, l'épaisseur des planchers est déterminée selon les critères ci-dessous :

✓ **Critère de résistance au feu :**

- Pour une heure de coupe-feu $e=7\text{cm}$
- Pour deux heures de coupe-feu $e=11\text{cm} \Rightarrow$ On adopte **$e = 11\text{ cm}$**
- Pour quatre heures de coupe-feu $e = 17,5\text{ cm}$

✓ **Critère d'isolation acoustique :**

Selon les règles CBA 93, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On propose une épaisseur de **16 cm**.

✓ **Critère de résistance à la flexion :**

$$e > \frac{\text{Min}(L_{x.\text{max}}; L_{y.\text{max}})}{22,5} \text{CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4)}$$

Avec :

h_t : hauteur totale du plancher.

L : longueur max prise entre nue d'appuis.

$$\text{A.N} \quad L_{x \text{ max}} = 375 \text{ cm.} \quad L_{y \text{ max}} = 450 \text{ cm.}$$

$$e \geq \frac{\min(375; 450)}{22,5} = \frac{375}{22,5} = 16,66 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } e = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

$$\Rightarrow \text{Donc} \quad e = \max(\mathbf{11}; \mathbf{16}; \mathbf{20})$$

Donc on adoptera un plancher en corps creux de **20 cm** d'épaisseur composés d'un hourdis de **16 cm** et d'une dalle de compression de **4 cm** d'épaisseur.

IV.2.2. Planchers dalles pleines (balcons)

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

$$\text{Selon le BAEL /91 : } e \geq \frac{L}{10} = \frac{135}{10} = 13,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } e = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

Avec **L** : est la longueur de balcon

IV.3. Pré dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle l'empêchement d'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, son calcul se fait en flexion composée.

Dans notre structure, on a deux acrotères

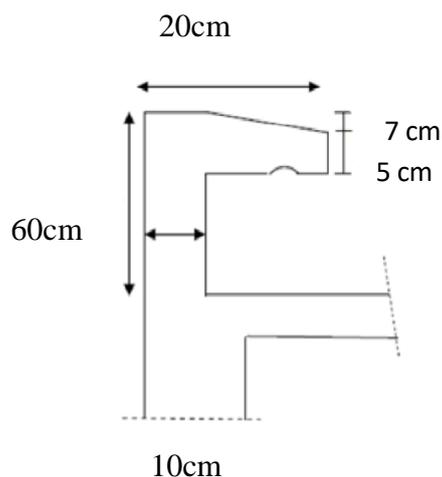


Figure IV.2 : coupe en élévation de l'acrotère terrasse inaccessible.

$$G_{acr} = \gamma_{b\acute{e}ton} \times S_{acr} + G_{enduit}$$

$$S_{acr} = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,05) + \frac{0,07 \times 0,1}{2} = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{b\acute{e}ton} \times S_{acr} = 25 \times 0,0685 = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

Le poids des enduits au ciment ($e=3\text{cm}$; $\rho=18\text{kN/m}^3$) :

$$G_{enduit} = 18 \times 0,03 \times (0,6 + 0,1 + 0,1220 + 0,05 + 0,48) = 0,73008 \text{ KN/ml}$$

$$G_{acr} = 1,7125 + 0,73008 = 2,44 \text{ KN/m}$$

IV.4. Pré dimensionnement des escaliers

L'escalier est une construction architecturale en béton armé coulé sur place, constitué d'une suite régulière de marches et de contre marche, permettant l'accès d'un étage à l'autre.

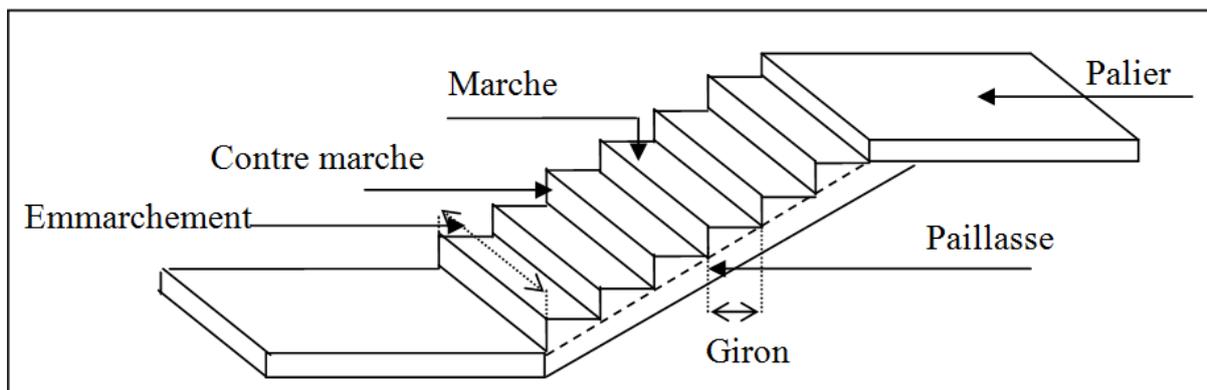


Figure IV.3 : Schéma d'un escalier

Notre ouvrage comporte 2 types d'escaliers :

Type 01 : escalier droit à une seule volée permettant l'accès au RDC.

Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de **BLONDEL**

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

h : est la hauteur de la contre marche.

$$16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}.$$

g : Le giron qui est la longueur de la marche.

$$g \geq 25 \text{ cm}.$$

✓ **Hauteur de la contre marche :**

$$h = H/n = 1,02 / 6 = 0,17\text{m}.$$

n : Nombre de contre marches.

H : hauteur de volée.

On prend $h=17\text{cm}$

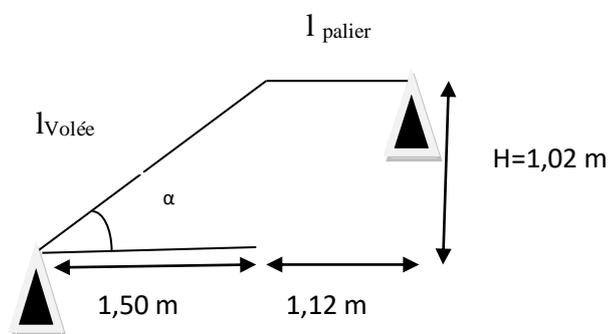


Figure IV.4: schéma statique de l'escalier type01

✓ **Le giron :**

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

✓ **Vérification de la condition de BLONDEL :**

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm} \rightarrow 59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

✓ **Épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec $L = l_{\text{volée}} + l_{\text{palier}}$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{1,50} = \frac{1,02}{1,50} = 0,68 \Rightarrow \alpha = \tan^{-1}(0,68) = 34,22^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{1,50}{L_{\text{volée}}} \Rightarrow l_{\text{volée}} = \frac{1,50}{\cos(34,22^\circ)} = 1,81 \text{ m}$$

$$L = l_{\text{volée}} + l_{\text{palier}} = 1,81 + 1,12 = 2,93 \text{ m}$$

$$\text{Donc } \frac{293}{30} \leq e \leq \frac{293}{20} \Rightarrow 9,77 \text{ cm} \leq e \leq 14,65 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } e = 15 \text{ cm.}$$

Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

✓ **Type 02 :** escalier droit à deux volées avec un palier de repos permettant la circulation verticale entre les différents niveaux.

✓ **Hauteur de la contre marche :**

$$h = H/n = 1,53 / 9 = 0,17 \text{ m.}$$

n : Nombre de contre marches.

H : demi-hauteur de l'étage.

On prend $h = 17 \text{ cm}$

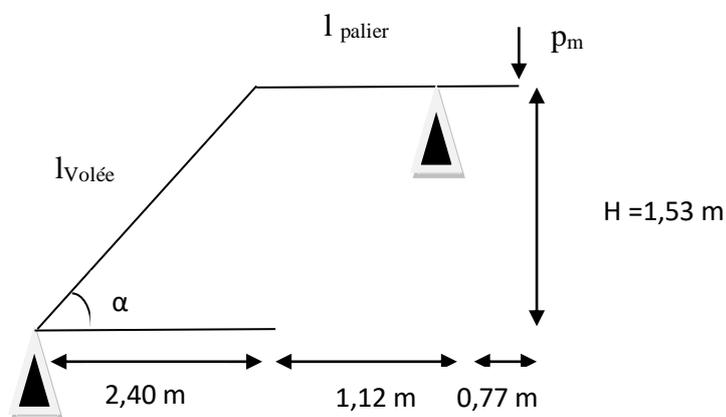


Figure IV.5: schéma statique de l'escalier type 02

✓ **Le giron :**

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

✓ **Vérification de la condition de BLONDEL :**

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

✓ **Épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec $L = l_{\text{volée}} + l_{\text{palier}}$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{2,40} = \frac{1,53}{2,40} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = \tan^{-1}(0,6375) = 32,52^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{2,40}{L_{\text{volée}}} \Rightarrow l_{\text{volée}} = \frac{2,40}{\cos(32,52^\circ)} = 2,85 \text{ m}$$

$$L = l_{\text{volée}} + l_{\text{palier}} = 2,85 + 1,89 = 4,74 \text{ m}$$

$$\text{Donc } \frac{474}{30} \leq e \leq \frac{474}{20} \Rightarrow 15,8 \text{ cm} \leq e \leq 23,7 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } e = \mathbf{18 \text{ cm}}$$

Le palier aura la même épaisseur que la paillasse

IV.5. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé de section rectangulaire elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements vertical ramenés par les planchers.

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la longueur de la poutre.

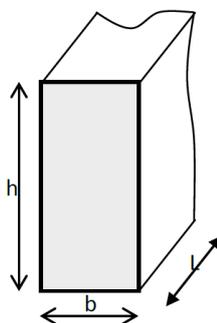


Figure IV.6: Dimensions d'une poutre

Leurs pré dimensionnement se fait en respectant les conditions de **BAEL 91/99** suivant :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \dots\dots(1)$$

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h \dots(2)$$

On a deux types de poutres :

IV.5.1. Les Poutres principales

On a $L=L_{\max} = 450 \text{ cm}$ (longueur maximale entre nus d'appuis)

$$\text{Donc : } \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30 \leq h \leq 45 \quad \text{On prend } h = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Et } 0,3 h \leq b \leq 0,7 h \quad 12 \leq b \leq 28 \quad \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

Donc la section adoptée pour les poutres principales est **(30x40)cm**

IV.5.2. Les Poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

On a $L=L_{\max} = 375 \text{ cm}$ (la longueur est prise entre nus d'appuis)

$$\text{Donc : } \frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \Rightarrow 25 \leq h \leq 37,5 \quad \text{On prend } h = 35 \text{ cm}$$

$$\text{Et } 0,3 h \leq b \leq 0,7 h \quad 10,5 \leq b \leq 24,5 \quad \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

Donc La Section adoptée pour les poutres secondaires est **(30x35)cm**

IV.5.3. Vérification des critères imposés par le RPA99/2003 pour les poutres.

Les dimensions des poutres doivent être vérifiées les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien **RPA99/2003 (article 7.5.1)** qui sont les suivantes :

✓ **pour la p.p :**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 40 \geq 30 \text{ cm.....CV} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm.....CV} \\ (40/30) = 1,33 \leq 4 \dots CV \end{cases}$$

✓ **pour la p.s :**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 35 \geq 30 \text{ cm.....CV} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm.....CV} \\ (35/30) = 1,17 \leq 4 \dots CV \end{cases}$$

IV.6. Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher

jusqu'à la fondation selon de document technique **DTR-B.C.2.2.**

- **Plancher terrasse inaccessible (corps creux) :**

Tableau IV.1 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Protection en gravillon	0,05	16	0,80
Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Forme de pente 1%	0,1	22	2,20
papier kraft (2feuilles)	/	/	0,5
Isolation thermique	0,04	4	0,16
Dalle terrasse en corps creux	0,16	14,25	2,28
Dalle en compression	0,04	14,25	0,57
Enduit plâtre	0,02	10	0,2

$$G_t = 6,83 \text{ KN/m}^2$$

Charge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible : $Q_t=1\text{KN/m}^2$

- **Plancher étage courant (corps creux) :**

Tableau IV.2 : Charges permanentes du plancher étage courant.

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
cloison de distribution	0,1	9	0,9
carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
lit de sable	0,02	18	0,36
plancher corps creux	0,20	14,25	2,85
Enduit plâtre	0,02	9	0,18
			G_t = 5,09 KN/m²

Charge d'exploitation du plancher étage courant : **Q_t=1,5KN/m²**

- **Balcon en dalle pleine :**

Tableau IV.3 : Charges permanentes de Balcon.

Matériau	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids :surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle en B A	0,15	25	3,75
Enduit en ciment	0,02	20	0,4
			G_t = 5,31 KN/m²

Charge d'exploitation de Balcon : $Q_t=3,5\text{KN/m}^2$

- **Mur extérieur :**

Tableau IV.4 : Charges permanentes du mur extérieur.

Matériau	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit extérieur	0,02	18	0,36
Brique creuse	0,15	9	1,35
L'âme de l'aire	0,05	/	/
Brique creuse	0,1	9	0,9
Enduit en plâtre	0,015	10	0,15

$$G_t = 2,76 \text{ KN/m}^2$$

- **Mur intérieur :**

Tableau IV.5: Charges permanentes du mur intérieur.

Matériau	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Briques creuses	0,1	9	0,9
Revêtement de ciment	0,02	20	0,4

$$G_t = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

- Les escaliers :

- Palier :

Tableau IV.6: Charges permanentes du palier.

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle en BA (ep 15 cm)	0,15	25	3,75
Dalle en BA (ep 18 cm)	0,18	25	4,5
Enduit plâtre	0,03	10	0,3

$$G_i(15\text{cm})=5,25\text{KN/m}^2$$

$$G_i(18\text{cm})= 6 \text{ KN/m}^2$$

- Volée :

Tableau IV.7: Charges permanentes de la volée.

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poidssurfacique (KN/m ²)
Carrelage horizontale	0,02	22	0,44
Carrelage verticale	0,02	22 *(0,17/0,3)	0,25
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Marche	0,17/2	25	2,125
Paillasse (ep 15 cm)	0,15/cos (34,22°)	25	4,53
Paillasse (ep 18 cm)	0,18/cos (32,52°)	25	5,33
Enduit plâtre	0,03	10	0,3
Garde de corps	/	/	1

$G_t(15\text{cm})=9,05\text{KN/m}^2$

$G_t(18\text{cm})=9,85\text{KN/m}^2$

Charge d'exploitation d'escalier: $Q_t=2,5\text{KN/m}^2$

IV.7. Descente de charges et Pré dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs en béton armé participant à la reprise des efforts sismiques et les efforts verticaux pour les acheminer vers la base.

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée.

Les règles du **CBA93** préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de 1 cm sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

✓ **Les étapes de pré dimensionnement:**

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de compression à chaque niveau.
- La section du poteau est calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la Compression simple.
- La section du poteau obtenue doit être vérifiée les conditions minimales imposées par le **RPA99/2003**.

D'après l'article **B.8.4.1 du CBA** l'effort normal ultime N_u agissant sur le poteau doit être au plus à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots (*)$$

Tel que :

B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r = (a-0,02)(b-0,02)$) [m^2].

N_u : effort normal ultime (compression) $N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton ($f_{c28} = 25\text{Mpa}$).

f_e : Limite d'élasticité de l'acier ($f_e = 400\text{Mpa}$).

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

A_s : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

α : Coefficient en fonction de l'élançement géométrique « λ »

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50$$
$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

λ : l'élançement mécanique du poteau comprimé d'une section constante, il est égal au rapport de la longueur de flambement l_f au rayon de giration i :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique à $\lambda = 35$ (pour que tous les armateurs participent à la résistance)

D'où : $\alpha = 0,71$

→ Puisque la structure est implantée dans une zone de moyenne sismicité (zone **IIa**) ; le pourcentage **minimal** des armatures est de 0,8% de la section du béton (selon l'article **7.4.2.1 du RPA99/2003**)

Pourcentage **minimal** des armatures est de 0,8% en zone **IIa**, on peut prendre:

$$\frac{A_s}{B_r} = 0,008 \rightarrow A_s = 0,008 B_r$$

On remplace dans la formule (*) et on obtient:

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{B_r \times \gamma_s} \right)} = 0,66 N_u \text{ cm}^2 \text{ (} N_u \text{ en KN)}$$

On adopte des poteaux carrée (a=b) :

$$B_r = (a-2)^2 \rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$$

➤ Dans notre cas le poteau le plus sollicité c'est le poteau proche de rive:

La surface du plancher revenant au poteau est :

$$S = (1,6 + 1,875) \times (1,925 + 2,25) = 14,51 \text{ m}^2.$$

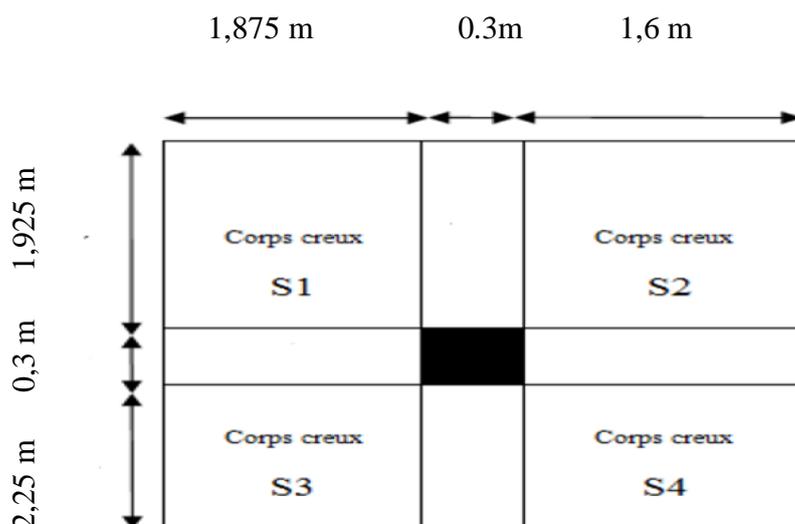


Figure IV.7: Surface reprise par le poteau.

➤ **Estimation des charges et des surcharges revenant au poteau :**

✓ **Loi de dégression :**

Loi de dégression des charges d'exploitation est donnée par le **DTR BC2-2 (Article 6.3)**,

Le principe de la loi est exposé comme suit :

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur le toit ou à la terrasse de couvrant le bâtiment,

$Q_1, Q_2, Q_3 \dots Q_n$ sont les charges d'exploitation respectivement des planchers des étages :

1, 2, 3... n numérotés à partir du sommet du bâtiment

Tableau IV.8 : la dégression des charges.

niveau	$\sum Q_i$	Q (KN/m ²)	N _Q (KN)
Terrasse	Q_0	1	14,51
4	Q_0+Q_1	1,5	36,28
3	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	1,5	55,86
2	$Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	1,5	73,28
1	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	1,5	88,51
RDC	$Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	1,5	101,57

✓ **exemple de calcul :**

Niveau T :

$$N_G = G_{\text{terrasse}} + G_{pp} + G_{ps}$$

$$G_{\text{terrasse}} = 14,51 \times 6,83 = 99,10 \text{ KN}$$

$$G_{pp} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times 4,175 = 12,53 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 3,475 = 9,12 \text{ KN}$$

$$G_{\text{total}} = 120,75 \text{ KN}$$

$$N_Q = S \times Q = 14,51 \times 1 = 14,51 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 G_{\text{total}} + 1,5 Q_{\text{total}} \rightarrow N_u = (1,35 \times 120,75) + (1,5 \times 14,51) = 184,78 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93 (article B.8.1.1)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que : $N_{u\text{ maj}} = 1,1 \times (1,35 G + 1,5 Q)$.

Donc : $N_{u\text{ maj}} = 1,1 \times N_{u\text{ ul}} = 1,1 \times 184,78 = 203,26 \text{ KN}$

$B_r = 0,66 \times N_{u\text{ maj}} = 0,66 \times 203,26 = 134,15 \text{ cm}^2$

$a = \sqrt{B_r} + 2 = 13,58 \text{ cm}$

On prend: $S = (30 \times 30) \text{ cm}$

Tous les résultats de calculs sont représentés dans les tableaux de calcul suivant :

Tableau IV.9 : descente des charges.

Niveau	G Plancher		G.P		G.P.S		G Poteau	G _{total}	Q _{total}
	/	cum	/	cum	/	cum			
Terrasse	99,10	99,10	12,53	12,53	9,12	9,12	0	120,75	14,51
Niv 4	73,86	172,96	12,53	25,06	9,12	18,24	6,885	223,15	36,28
Niv 3	73,86	246,82	12,53	37,59	9,12	27,36	13,77	325,54	55,86
Niv 2	73,86	320,68	12,53	50,12	9,12	36,48	20,655	427,94	73,28
Niv 1	73,86	394,54	12,53	62,65	9,12	45,6	27,54	530,33	88,51
RDC	73,86	468,4	12,53	75,18	9,12	54,72	34,425	632,73	101,57

Tableau IV.10 : les sections des poteaux adoptées.

Poteaux	N _u (KN)	N _{u, maj} (KN)	B _r (cm ²)	a=b (cm)	La section adoptée (cm)
P ₆	184,78	203,26	134,15	13,58	30x30
P ₅	355,67	391,24	258,22	18,07	30x30
P ₄	523,27	575,60	379,90	21,49	35x35
P ₃	687,64	756,40	499,22	24,34	40x40
P ₂	848,71	933,58	616,16	26,82	45x45
P ₁	1006,54	1107,19	730,73	29,03	45x45

IV.7.1. Critère de résistance

On doit vérifier que la contrainte limite de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible.

Telle que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1,10719}{(0,45 \times 0,45)} = 5,47 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

IV.7.2. Critère de stabilité

Les poteaux doivent être vérifiés aux états limites de déformation (flambement).

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

On a :

$$l_f = 0,7 l_0 \rightarrow l_f = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm}$$

Avec :

l_f: Longueur de flambement qui est en fonction des conditions d'appuis.

l₀: la longueur libre d'un poteau entre les faces supérieures de deux planchers successives.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{(341,719 \times 10^3)}{(45 \times 45)}} = 12,99 \text{ cm}$$

Avec :

$$I : \text{moment d'inertie } (I = \frac{axb^3}{12} = \frac{(45 \times 45^3)}{12} = 341,719 \times 10^3 \text{ cm}^3)$$

$$\text{Donc : } \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{214,2}{12,99} = 16,49 \leq 50 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

IV.7.3. Vérification des critères imposés par le RPA99/V2003

L'article 7.4.1 de **RPA 99** exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour la zone **IIa** :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1 ; h_1) = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V} \\ \text{Min } (b_1 ; h_1) = 30 \text{ cm} \geq \frac{he}{20} = \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm} \dots\dots \text{C.V} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

IV.8. Pré dimensionnement des voiles

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assure la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme ou vent), leurs pré dimensionnement s'effectuera selon les règlements parasismique **Algérien RPA / V2003**.

D'après l'article 7.7.1 du **RPA99/ V2003** on considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

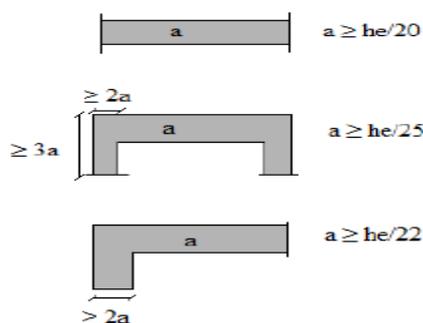


Figure IV.8: Coupe de voile en plan.

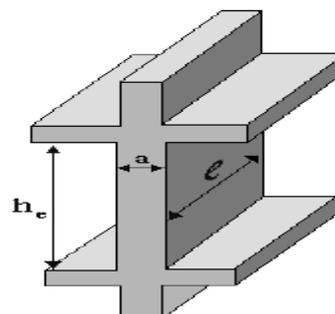


Figure IV.9: Coupe de voile en élévation.

$$a \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right)$$

h_e : hauteur libre d'étage

a : épaisseur du voile.

On a :

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_d = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \rightarrow a \geq \text{Max} (11,44 ; 13 ; 15,3)$$

$\rightarrow a = 15,3 \text{ cm} \rightarrow$ pour étage courant.

On prend $a = 20 \text{ cm}$ pour tous les voiles suivant toutes la hauteur de la structure.

IV.8. 1. Critère d'incendie

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

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

Pour quatre heures de coupe-feu $e = 17,5 \text{ cm}$

$$e = \min (7; 11; 17,5) \Rightarrow e = 7 \text{ cm}$$

Donc $a = 20 \text{ cm} > e = 7 \text{ cm} \dots \dots \dots C.V$

IV.8.2. critère imposés par le RPA99/2003 (l'article 7. 7.1)

$$a = 20 \text{ cm} > a_{\min} = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots C.V$$

CHAPITRE V

CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

V.1. Introduction

Ce chapitre présente le calcul de ferrailage des éléments non structuraux qui n'assurent pas la stabilité et la résistance du bâtiment sous l'effet des charges (gravité, vent, séisme...) ils sont soumis uniquement à leur poids propre et aux charges d'exploitation, Ces éléments peuvent être des escaliers, des acrotères et des dalles.

V.2. Planchers à corps creux

Dans le chapitre du pré dimensionnement, on a opté pour un plancher de 20cm d'épaisseur composés d'un hourdis de **16 cm** et d'une dalle de compression de **4 cm** d'épaisseur.

V.2.1. Les poutrelles

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs rôle dans le plancher est de transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Le choix du sens de disposition se fait par rapport aux critères suivants :

- le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes à savoir avant et après le coulage de la table de compression.

Le calcul de 2^{ème} étape est plus pondérant que 1^{ère} donc on prend directement le cas le plus défavorable (après le coulage de la dalle de compression).

V.2.1.1. Dimensions de la poutrelle

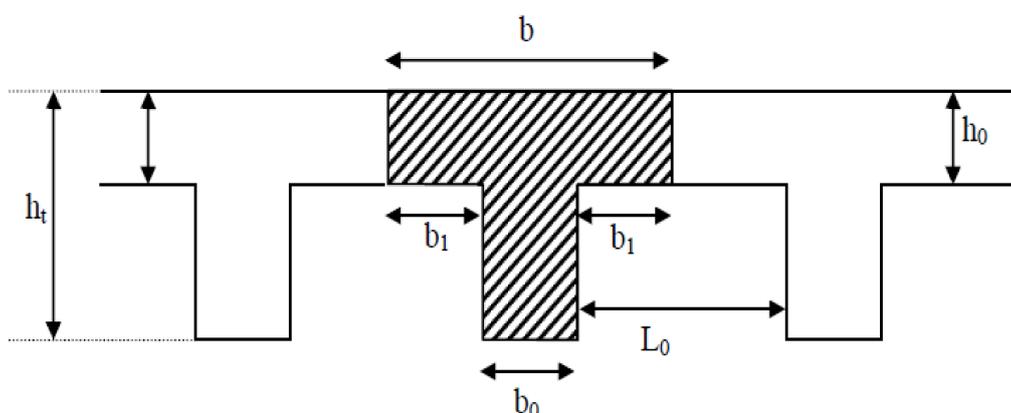


Figure V.1 : Coupe transversale d'une poutrelle.

Selon les règles **BAEL91/99** les poutrelles sont dimensionnées comme suite :

$$b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2}$$

$$b_1 \leq \frac{L}{10}$$

$$6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0$$

Avec :

h_0 : La hauteur de la table de compression qui égale à 4 cm.

L : La portée entre nus d'appui de la travée considérée.

L_n : La distance entre axes des nervures.

Suivant les normes Algériennes (**DTR.B.C.22**), la distance L_n est prise généralement égale

$$\text{à } 50\text{cm} \geq L_n \geq 80\text{cm}$$

On prend : $L_n = 65 \text{ cm}$; et $L = 375 \text{ cm}$

Pour la largeur de la nervure on va prendre **$b_0 = 12 \text{ cm}$**

$$b_1 \leq 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{375}{10} = 37,5 \text{ cm}$$

$$24 \leq b_1 \leq 32$$

$$b_1 = \min (26,5 ; 37,5 ; 28)$$

On prend **$b_1 = 26,5 \text{ cm}$**

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = \mathbf{65 \text{ cm}}$$

V.2.1.2. Calcul des poutrelles : Après le coulage de la dalle de compression

Après le coulage et le durcissement de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis

⇒ **Evaluation des charges revenant aux poutrelles**

Tableau V.1: Chargement sur les poutrelles.

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b(m)	q _u =(1,35G+1,5Q)x b (KN/ml)	q _s =(G+Q)x b (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,83	1	0,65	6,97	5,09
Etage courant	5,09	1,5	0,65	5,93	4,28

Avec

b : largeur de la table des poutrelles

Remarque: Pour le calcul des poutrelles on prend le cas le plus défavorable (terrasse inaccessible) et on généralisé le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux.

V.2.1.3.Choix de la méthode de calcul :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a) Méthode forfaitaire(Annexe E.1 du BAEL 91/99)

⇒ **Domaine d'application BAEL91/99 (Art B.6.210)**

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

1. plancher à surcharge modérée
 $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5 \text{ KN/ m}^2\}$
2. le rapport entre deux travées successives : $\left\{ \begin{array}{l} 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i-1}} \leq 1,25. \\ 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25. \end{array} \right.$
3. les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
4. fissuration non préjudiciable.

⇒ **Principe de la méthode BAEL91/99(Art B.6.211)**

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

⇒ **Application de la méthode**

- **Moment en travée :**

a) $M_T + \frac{|M_w| + |M_e|}{2} \geq \text{Max}[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05 M_0]$

α : le rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

b) $M_T \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire.

c) $M_T \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée dérivée.

Avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

M_0 : la valeur maximale du moment de flexion dans la travée de comparaison ou moment isostatique.

M_w , M_e : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauches et de droite pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

M_t : le moment maximal dans la travée considérée.

➤ Valeurs des moments :

- **Moment en appuis :**

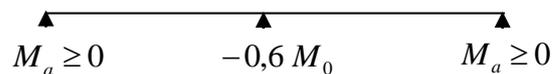


Figure V.1 : Valeur des moments d'appuis sur une poutre à deux travées.

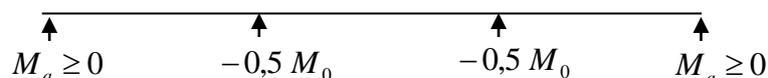


Figure V.2: Valeur des moments d'appuis sur une poutre à trois travées

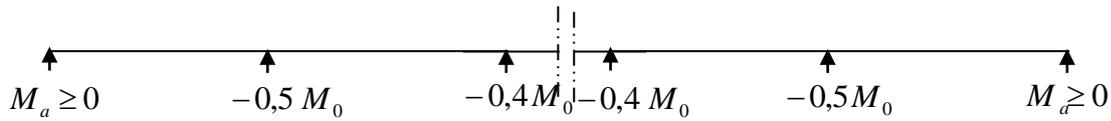


Figure V.3 : Valeur des moments d'appuis sur une poutre plus de trois travées

• **Effort tranchant :**

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_T}{M_w + M_T}}}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_T}{M_e + M_T}}}$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \text{ et } V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b}$$

b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL91/99)

⇒ **Domaine d'application BAEL91/99 (Art B.6.220)**

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée $Q > \text{Max} \{2G ; 5 \text{ KN}/\text{m}^2\}$. mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

⇒ **Evaluation des moments**

⇒ **En appuis**

Cas des charges uniformément réparties :

$$M_i(q) = -\frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

Avec : $l' = 0,8 l$ travée intermédiaire.

$l' = l$ travée de rive.

⇒ **En travée :**

$$M_t = M_w - V_w x_0 - \frac{q x_0^2}{2} - \sum_{x_0 > a_i} P_i(x_0 - a_i)$$

Position où l'effort tranchant est nul $\rightarrow x_0 = \frac{-V_w}{q}$

⇒ **Efforts tranchants :**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} - \sum P_i \left(1 - \frac{a_i}{L}\right)$$

$$V_e = V_w + qL + \sum P_i$$

Avec : V_w : l'effort tranchant sur l'appui gauche.

V_e : l'effort tranchant sur l'appui droit

l : portée de la travée.

V.2.1.4. Type des poutrelles :

Notre projet comporte un seule type des poutrelles.

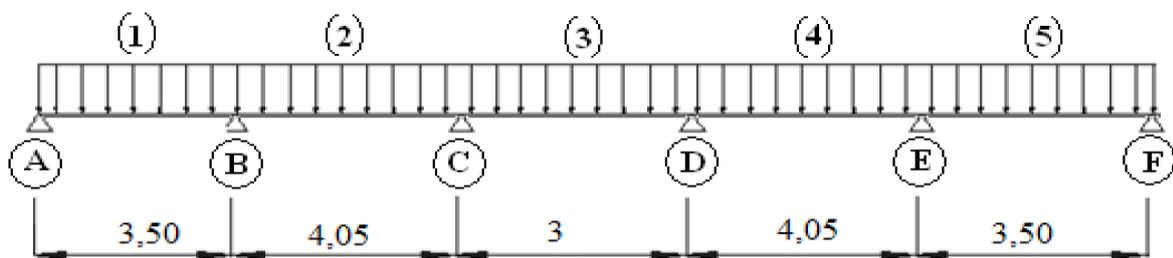


Figure V.4 : schéma statique de la poutrelle.

⇒ **Vérification des conditions d'applications de la méthode forfaitaire**

1.

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 < \text{Max} \begin{cases} 5 \text{ KN/m}^2 \\ 2 \times (6,83) = 13,66 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées ⇒ **Condition est vérifiée.**

3. Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\begin{cases} 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4,05}{3} = 1,35 \leq 1,25 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.} \\ 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i-1}} = \frac{4,05}{3,50} = 1,16 \leq 1,25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

4. La fissuration est non préjudiciable ⇒ **Condition vérifiée**

La **troisième** condition n'est pas vérifiée, donc on doit passer à la méthode de **CAQUOT** pour déterminer les moments en appuis et en travées.

V.2.1.5. Application de la méthode

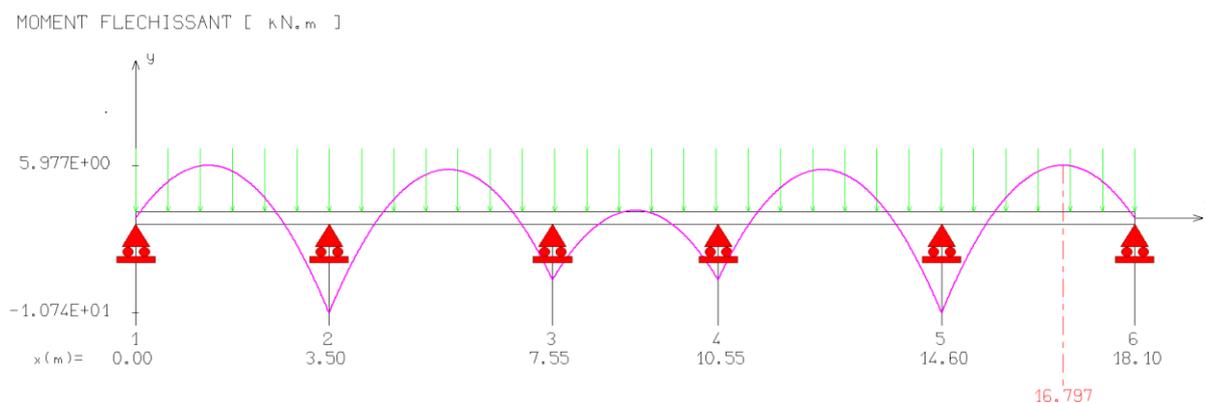
Le calcul des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants :

ELU : $q_u = 6,97 \text{ KN/m}^2$

ELS : $q_s = 5,09 \text{ KN/m}^2$

Tableau V.2 : Récapitulatif des moments et l'effort tranchant en travée et appui à l'ELU

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
L(m)	3,50	4 ,05	3	4,05	3,50	
L'(m)	3,50	3,24	2,4	3,24	3,50	
M_w (KN.m)	0	-10,74	-6,98	-6,98	-10,74	
M_e (KN.m)	-10,74	-6,98	-6,98	-10,74	0	
V_w (KN)	-9,13	-15,04	-10,46	-13,18	-15,27	
V_e (KN)	15,27	13,18	10,46	15,04	9,13	
X₀ (m)	1,31	2 ,16	1,5	1,90	2,20	
M_T (KN.m)	5,98	5,49	0,865	5,49	5,98	
Appuis	A	B	C	D	E	F
M_a (KN.m)	0	-10,74	-6,98	-6,98	-10,74	0



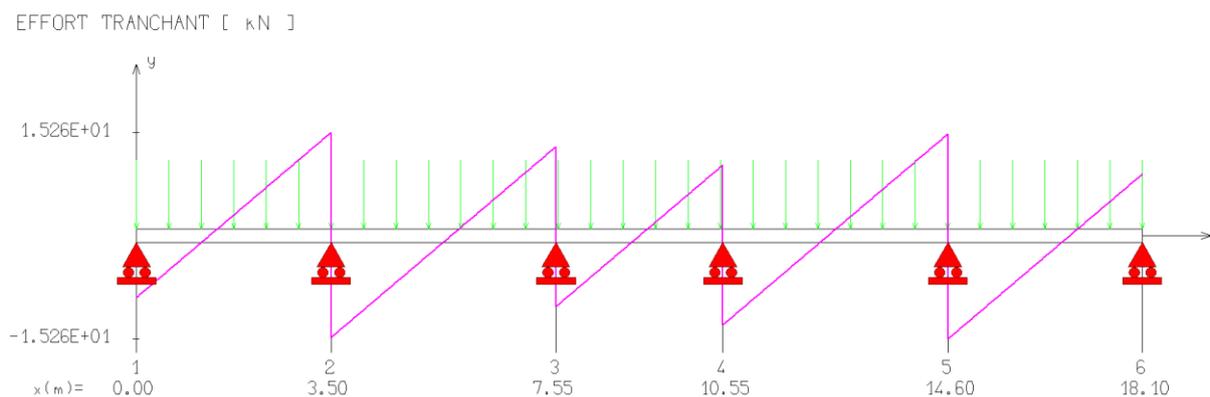


Figure V.5 : Diagramme de moment fléchissant et d'effort tranchant des poutrelles à l'ELU.

Tableau V.3 : Récapitulatif des moments et l'effort tranchant en travée et appui à l'ELS

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
L(m)	3,50	4,05	3	4,05	3,50	
L'(m)	3,50	3,24	2,4	3,24	3,50	
M_w (KN.m)	0	-7,84	-5,09	-5,09	-7,84	
M_e (KN.m)	-7,84	-5,09	-5,09	-7,84	0	
V_w (KN)	-6,67	-10,99	-7,64	-9,63	-11,15	
V_e (KN)	11,15	9,63	7,64	10,99	6,67	
X₀ (m)	1,31	2,16	1,5	1,90	2,20	
M_T (KN.m)	4,36	4,01	0,632	4,01	4,36	
Appuis	A	B	C	D	E	F
M_a (KN.m)	0	-7,84	-5,09	-5,09	-7,84	0

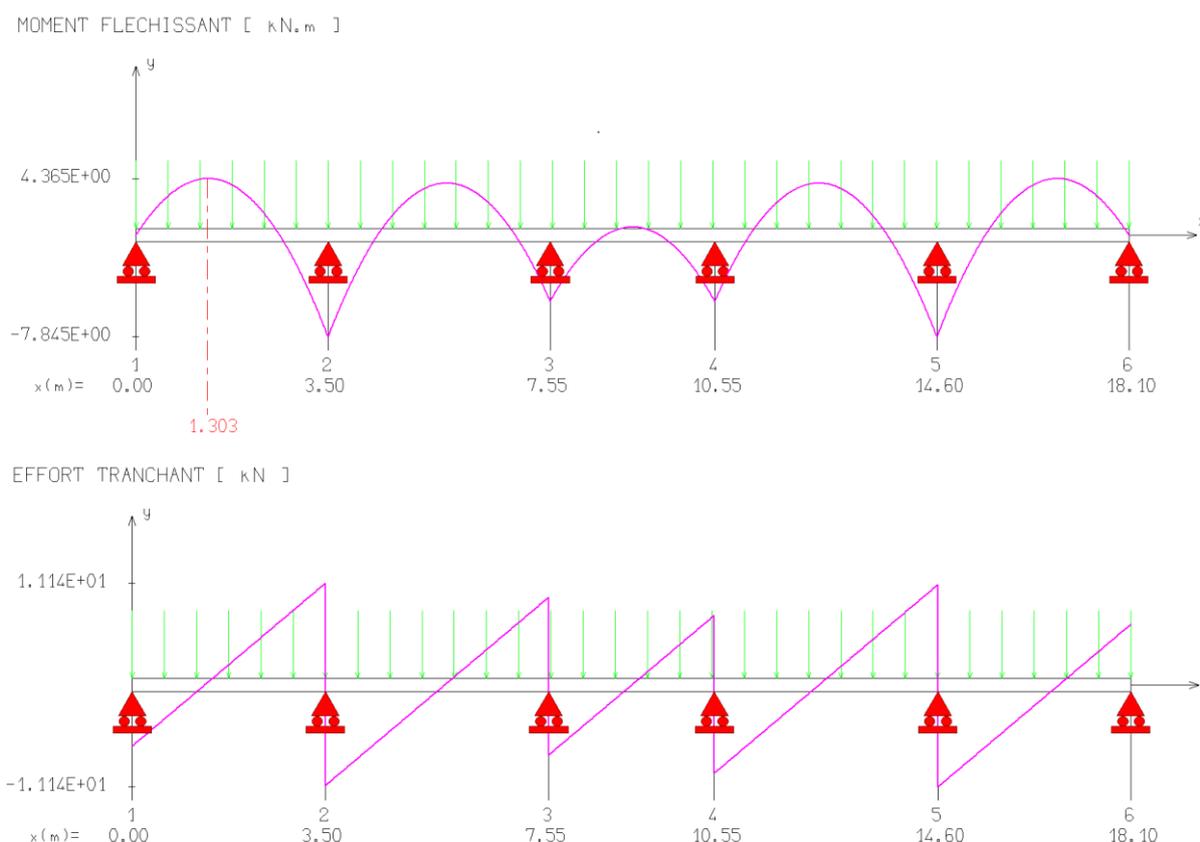


Figure V.6 : Diagramme de moment fléchissant et d'effort tranchant des poutrelles à l'ELS.

V.2.1.6. Ferrailages des poutrelles :

⇒ À L'ELU

Le calcul des armatures s'effectue comme une section en T é en flexion simple, en considérant le moment en travée et en appuis le plus défavorable :

$$M_{u,appuis} = -10,74 \text{ kN.m}; M_{u,travée} = 5,98 \text{ kN.m} \quad ; \quad V_{u,max} = 15,27 \text{ kN} ;$$

$$b = 0,65 \text{ m}; b_0 = 0,12 \text{ m}; h_0 = 0,04 \text{ m}; h = 0,20 \text{ m}; d = 0,9h = 0,18 \text{ m}$$

D'après l'organigramme de flexion simple nous trouvons les résultats suivants.

⇒ En travée

• **Position de l'axe neutre :**

-Calcul de moment équilibré par la table de compression :

$$\text{On a } M_{table} = \mu_0 b d^2 f_{bc}$$

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{0,04}{0,18} = 0,22 \Rightarrow \mu_0 = 0,8 \alpha_0 (1 - 0,4\alpha_0) \Rightarrow \mu_0 = 0,161$$

D'où $M_{table} = 0,161 \times 0,65 \times 0,18^2 \times 14,17 = 0,048045 \text{ MN.m} = 48,05 \text{ kN.m}$

$M_{table} = 48,05 \text{ kN.m} > M_{u,t} = 5,98 \text{ kN.m}$

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire avec ($b= 65 \text{ cm}$ et $h=20 \text{ cm}$).

• **Calcul des armatures A_s**

-Calcul de moment réduit u_{bu}

$$u_{bu} = \frac{M_T}{b x d^2 x f_{bc}} = \frac{(5,98 x 10^{-3})}{0,65 x 0,18^2 x 14,17} = 0,020$$

$u_{bu} = 0,020 < u_l = 0,392$

La section admet uniquement des armatures tendues

Avec : $A_s' = 0$

$$A_s = \beta_u \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

-Calcul de β_u :

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,020} = 0,020$$

$$A_{st} = \beta_u \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}} = 0,02 \times 0,65 \times 0,18 \times \frac{14,17}{348} = 9,53 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = \mathbf{0,95 \text{ cm}^2}$$

On adopte $A_{sa} = \mathbf{3T10} = \mathbf{2,36 \text{ cm}^2}$

⇒ **En appuie**

$M_{u,appui} = -10,74 \text{ kN.m}$

Le béton tendu se trouve dans la partie supérieure, donc le ferrailage se fait en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire ($b \times h$) = $(12 \times 20) \text{ cm}^2$.

• **Calcul des armatures A_s** :

-Calcul de moment réduit u_{bu}

$$u_{bu} = \frac{M_{u,a}}{b x d^2 x f_{bc}} = \frac{(10,74 x 10^{-3})}{0,12 x 0,18^2 x 14,17} = 0,195$$

$u_{bu} = 0,195 < u_l = 0,392$

Alors : $A_s' = \hspace{15em} = \hspace{15em} 0$

$$A_s = \beta_u \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

-Calcul de β_u :

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,195} = 0,22$$

$$A_{sa} = \beta_u \times b \times d \times \frac{F_{bc}}{\sigma_{su}} = 0,14 \times 0,12 \times 0,18 \times \frac{14,17}{348} = 1,93 \times 10^{-4} m^2 = 1,93 cm^2$$

On adopte $A_{sa} = 2T12 = 2,26 cm^2$

- **Calcul des armatures transversales : BAEL91/99 (Art A.7.2,2)**

Leur diamètre est donné par le :

$$\emptyset \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \emptyset_l \right]$$

$$\emptyset \leq \min [5,7 ; 12 ; 10] = 5,7 \text{ mm}$$

Avec :

\emptyset_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales

On prend $\emptyset = 6 \text{ mm}$; les armatures transversales sont : $2T6 = 0,57 cm^2$

- **L'espacement entre cadre : BAEL91/99 (Art. A.5.1, 22)**

L'espacement est donné par le règlement:

$$S_t \leq \min [0,9d ; 40cm] \rightarrow S_t \leq \min [0,9 \times 18 ; 40cm] \rightarrow S_t \leq \min [16,2 ; 40cm] \leq 16,2 \text{ cm}$$

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

V.2.1.7. Vérifications règlementaires :

⇒ À L'ELU

- **Vérification de la condition de non fragilité : BAEL91/99 (Art A.4.2, 1)**

Aux appuis :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,12 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 2,6 \times 10^{-5} m^2 = 0,26 cm^2$$

$$A_{\min} = 0,26 cm^2 < A_{sa} = 2,26 cm^2 \dots \text{C.V}$$

En travée :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 1,41 \times 10^{-4} m^2 = 1,41 cm^2$$

$$A_{\min} = 1,41 cm^2 < A_{st} = 2,36 cm^2 \dots \text{C.V}$$

• **Vérification au cisaillement : BAEL91/ 99(Art A.5.1, 1)**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right]$$

$$V_{u \max} = 15,27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \times d} = \frac{15,27 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,71 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} [3,33 \text{ MPA} ; 5 \text{ MPa}] = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,71 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \text{C.V}$$

• **Vérification de l'adhérence des barres : BAEL91/99 (Art A.6.1, 3)**

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{0,9 \times d \times \Sigma U_i}$$

Avec : ΣU_i : la somme des périmètre utiles des barres.

n : nombre des barres.

\emptyset :Diamètre des barres ($\emptyset=12\text{mm}$)

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \emptyset = 2 \times 3,14 \times 0,012 = 0,075 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{0,9 \times d \times \Sigma U_i} = \frac{15,27 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18 \times 0,075} = 1,25 \text{ MPA}$$

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

Avec : ψ_s :Coefficient de seulement ($\psi_s = 1.5$ pour les acier à haute adhérence)

$$\tau_u = 1,25 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \text{C.V}$$

• **Ancrage des barres : BAEL91/ 99(Art A.6.1, 2)**

Ancrages rectilignes :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent un béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisée.

$$L_s = \left(\frac{\Phi}{4} \right) \times \left(\frac{f_e}{\tau_{su}} \right)$$

Avec:

τ_{su} : Contrainte limite d'adhérence.

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}$$

ψ_s^2 : Coefficient de scellement des barres égale a 1,5 en général pour les aciers H. A.

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \left(\frac{\phi}{4}\right) \times \left(\frac{fe}{\tau_{su}}\right) = \left(\frac{1}{4}\right) \times \left(\frac{400}{2,835}\right) = 35,27 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

Ancrages courbes :

$$L_c = 0,4 \times l_s \rightarrow L_c = 16 \text{ cm}$$

⇒ **À L'ELS**

On doit vérifier : - Etat limite de compression du béton.

- Etat limite d'ouverture des fissures.

- Etat limite de déformation.

⇒ **Etat limite de compression du béton:**

On vérifie que:

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = k \times y \text{ avec } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

· **La position de l'axe neutre:**

La position de l'axe neutre pour une section rectangulaire est donnée par la formule suivante :

$$Y = 15 \frac{A_s + \overline{A_s}}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bdA_s + d\overline{A_s}}{7,5(A_s + \overline{A_s})^2}} - 1 \right]$$

· **Moment d'inertie :**

Le moment d'inertie pour une section rectangulaire est donné par la formule suivante :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 [A_s (d-y)^2 + \overline{A_s} (y-d')^2]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant : Vérifications de la contrainte de compression dans le béton

Tableau V.4:récapitulatif de Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

Position	M_{ser} KN.m	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	O.B
travée	4,36	2,36	3,88	8323,42	2,03	15	C.V
Appui	-7,84	2,26	5,53	5884	7,37	15	C.V

⇒ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est non préjudiciable donc pas de vérification.

⇒ **Etat limite de déformation**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

- Evaluation de la flèche : BAEL 91/99(Art B 6.5, 2)

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

On fait la vérification pour la travée la plus défavorable.

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,05 < 0,0625) \Rightarrow \text{C. N. V} \\ \left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{\text{ser, travée}}}{10 M_{0\text{ser}}}\right) \\ \left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right) \end{array} \right.$$

La première condition n'est pas vérifiée donc on doit faire une vérification de la flèche.

La vérification de la flèche est comme suit :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) < \bar{f} = \frac{L}{500} \quad (L \leq 5m)$$

Avec :

$$\bar{f} = \frac{405}{500} = 0,81 ; f_{ji} = \frac{M_{\text{serj}} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} ; f_{gv} = \frac{M_{\text{serg}} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} ; f_{pi} = \frac{M_{\text{serp}} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} ; f_{gi} = \frac{M_{\text{serg}} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}}$$

f_{ji} : Flèche instantanée due aux charges permanentes sans les cloisons.

f_{gv} : Flèche différée due aux charges permanentes.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G+Q).

f_{gi} : Flèche instantanée due aux charges permanentes .

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

I_{fi}, I_{fv} : Le moment d'inertie fictif.

Le moment d'inertie fictif :

$$If_i = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i u} \quad ; \quad If_v = \frac{I_0}{1+\lambda_v u}$$

Coefficient :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho[2+\frac{3b_0}{b}]} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho[2+\frac{3b_0}{b}]}$$

$$\rho = \left[\frac{A_s}{b_0 d} \right] \quad ; \quad u = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4\rho \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

Calcul du moment d'inertie I_0 :

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

Les modules de déformation

$$E_i = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPA} ; E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPA.}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V.5: Vérification de la flèche de la poutrelle.

f_{gv} (cm)	f_{ji} (cm)	f_{pi} (cm)	f_{gi} (cm)	Δf_t (cm)	\bar{f} (cm)	0.B
0,38	0,06	0,26	0,22	0,36	0,81	C.V

Coupe sur appui

Coupe en travée



Figure V.7 : Schéma de ferrailage de poutrelle

V.2.2. Table de compression

D'après le **BAEL91/99** (Art B.6.8, 423), la dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de **4 cm**, elle doit être armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés) dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- **33 cm** : dans le sens parallèle aux poutrelles.

- **20 cm** : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures
(A en : cm² pour 1 mètre de nervures).

Si : $L \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} > \frac{200}{f_e}$; Avec L: Écartement entre axe des poutrelles.

Si : $50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4L_x}{f_e}$; Avec L_x (en cm)= 65 cm et f_e en MPa).

$$\rightarrow 50 \text{ cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } A_{\perp} = \frac{4L_x}{f_e} = 4 \times \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $A_{\perp} = 5 \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $A_{//} = 5 \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont la dimension des mailles est égale à **20cm** suivant les deux sens (**20x20**).

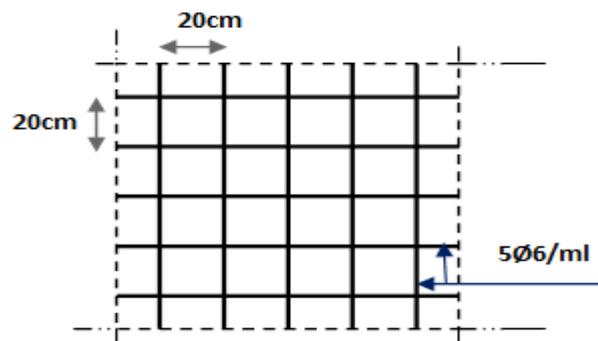


Figure V.8 : ferrailage de la dalle de compression.

V.3. Planchers dalles pleines (balcons)

Le balcon est assimilé à une console en béton armée de portée $L=1,20\text{m}$ et d'épaisseur $e=15\text{cm}$, encastré à son extrémité.

V.3.1. Evaluation des charges :

Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

- Charge permanentes : $G_1 = 5,31 \text{ KN/m}^2$.
- Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3,5 \text{ KN/m}^2$.
- Charge de garde-corps : $G_2 = 1\text{KN/ml}$.

V.3.2. Combinaisons des charges :

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

✓ **ELU :**

$$q_{u1} = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1\text{ml} = 12,42 \text{ KN /ml}$$

$$q_{u2} = (1,35 G_2) \times 1\text{ml} = 1,35 \text{ KN /ml}$$

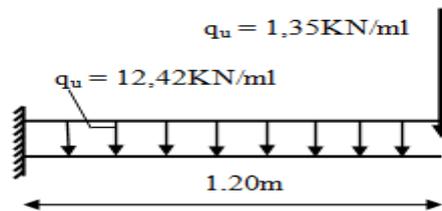


Figure V.9 : Schéma statique du balcon à l'ELU

✓ **ELS :**

$$q_{ser1} = (G + Q) \times 1\text{ml} = 8,81 \text{ KN /ml}$$

$$q_{ser2} = G_2 = 1 \text{ KN /ml}$$

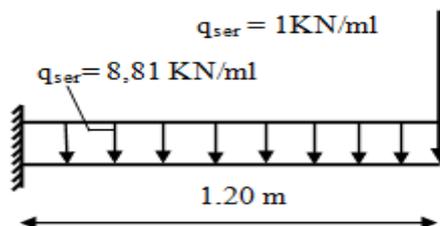


Figure V.10 : Schéma statique du balcon à l'ELS

✓ **Moment d'encastrement**

$$M_u = \frac{q_{u1} \times l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{12,42 \times 1,2^2}{2} + 1,35 \times 1,2 = 10,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser1} \times l^2}{2} + q_{ser2} \times l = \frac{8,81 \times 1,2^2}{2} + 1 \times 1,2 = 7,54 \text{ KN.m}$$

V.3.3. Calcul du ferrillage:

⇒ **À L'ELU**

Pour une bande de 1m de largeur, on a : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d' = c' = 2 \text{ cm}$.

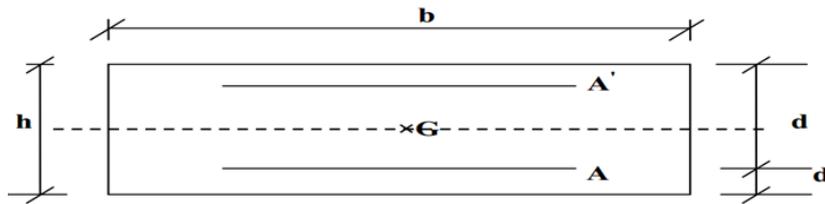


Figure V.11 : Section du calcul du balcon.

⇒ **Armatures principales**

$$u_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,56 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,041 < u_l = 0,392$$

La section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Avec : $A'_s = 0$

$$A_s = \beta_u \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

On a : $u_{bu} = 0,041 \Rightarrow \beta_u = 0,042$

$$A_s = 0,042 \times 1 \times 0,135 \times \frac{14,17}{348} = 2,31 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,31 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$, avec espacement de 20 cm.

Vérifications réglementaires :

⇒ **À L'ELU**

- **Vérification de la condition de non fragilité : BAEL91/99(Art A.4.2, 1)**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1}{400} = 1,63 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,63 \text{ cm}^2 < A_s = 3,93 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_s = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

▪ **Vérification au cisaillement : BAEL91/ 99(Art A.5.1, 211)**

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$

Telle que le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) = 2,5 \text{MPa}$$

V_u : l'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = R + q_{u1} \times \chi = 16,254 \text{ KN (Méthode de RDM)}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{16,254 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,1204 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \text{C.V}$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

▪ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**
BAEL91/99 (Art A.6.1, 3)

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$

$\sum u_i = n\pi\phi$: Somme du périmètre utile des barres

n: Nombre des barres.

ϕ : Diamètre des barres ($\phi=10\text{mm}$)

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm.}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

$$\tau_{su} = \frac{16,254 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,135 \times 0,157} = 0,85 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0,85 \text{MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3,15 \text{MPa} \dots \dots \text{C.V}$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

▪ **Calcul des armatures de répartitions :**

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_r = 5T8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

▪ **Vérification des espacements des barres :**

- **Armatures principales**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- **Armatures de répartitions**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

⇒ **À L'ELS**

On doit vérifier :

- Etat limite de compression du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$.
- Etat limite d'ouverture des fissures $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$ (Choisie en fonction de la fissuration)
- Etat limite de déformation.

Tableau V.6: vérification des contraintes (acier et béton) du balcon à l'ELS.

M_{ser} KN.m	A_s cm²	Y cm	I cm⁴	K MPa/m	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	$\overline{\sigma}_s$ MPa	Observation
7,54	3,93	3,44	7322,87	102,97	3,54	15	155,8	202	C.V

- **Evaluation de la flèche : BAEL 91/99(Art B 6.5, 2)**

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,125 > 0,0625) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0,125 \geq 0,1) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{fe}\right) \Rightarrow (0,0029 < 0,0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

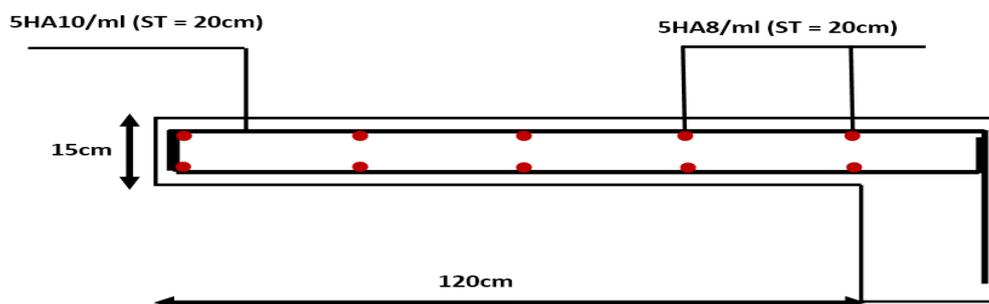


Figure V.12 : Schéma de ferrailage du balcon.

V.4.Acrotère

L'acrotère est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse, il est soumis à son poids propre (sous forme d'un effort normal vertical) et une surcharge de **1 kN/m** due à la main courante.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de **1m** linéaire.

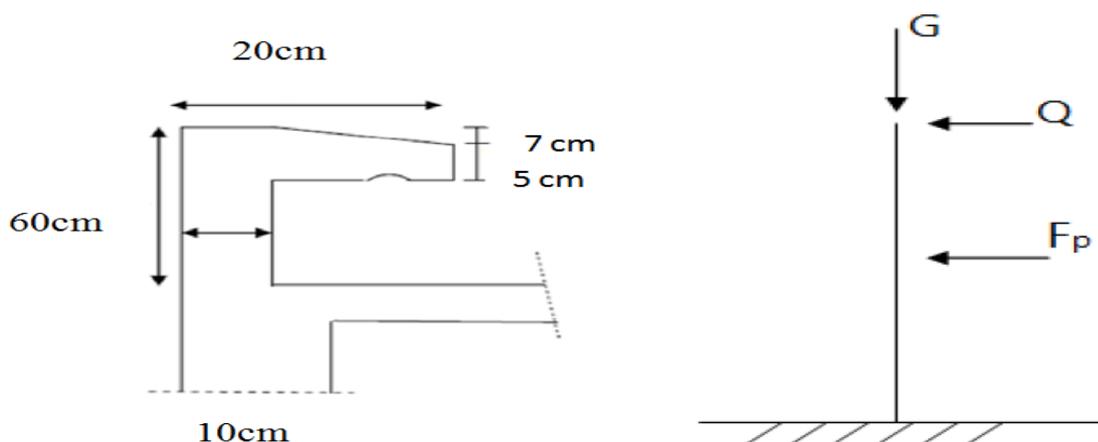


Figure V.13 : Dimensions et charges appliquées sur l'acrotère.

V.4.1 Evaluation des charges et surcharges :

- **Charge Permanente :**

Selon le calcul du pré-dimensionnement, le poids propre de l'acrotère : $G_{acr} = 2,44 \text{ kN/ml}$

- **Charge d'exploitation :**

D'après le règlement : **DTR BC 2-2 (Article 7.7)**, l'acrotère subit une charge due à la main levée $Q = 1 \text{ kN/m}$.

- Effort sismique :

D'après le **RPA99/2003 (Article 6.2.3)**, les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad (6-3)$$

Avec :

F_p : Force horizontal pour les éléments secondaires des structures.

A : Coefficient d'accélération de la zone, obtenu à partir du tableau (4.1) du **RPA** en fonction de la zone et du groupe d'usage $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{grouped'usage 2} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0,15$

C_p : Facteur de force horizontale pour un élément secondaire varie entre 0,3 et 0,8 (**tableau (6-1) du RPA 99 / 2003**) $\Rightarrow C_p = 0,8$ (élément en console).

W_p : Poids de l'élément secondaire (acrotère) $\Rightarrow W_p = G_{acr} = 2,44 \text{ KN/ml}$

D'où : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,44 = 1,1715 \text{ KN/ml}$.

On a : $F_p = 1,1715 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

$Q = \max \{ 1,5 Q ; F_p \} \Rightarrow Q = 1,5 \text{ KN/ml}$

Donc : Pour une bande de 1m de largeur $G_{acr} = 2,44 \text{ KN/ml}$; $Q = 1,5 \text{ KN/ml}$.

V.4.2 Détermination des sollicitations :

G : crée un : Effort normal : $N_G = G = 2,44 \text{ KN/ml}$

Moment : $M_G = 0 \text{ KN.m}$

Q : crée un : Effort normal : $N_Q = 0$

Moment : $M_Q = Q \times H = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

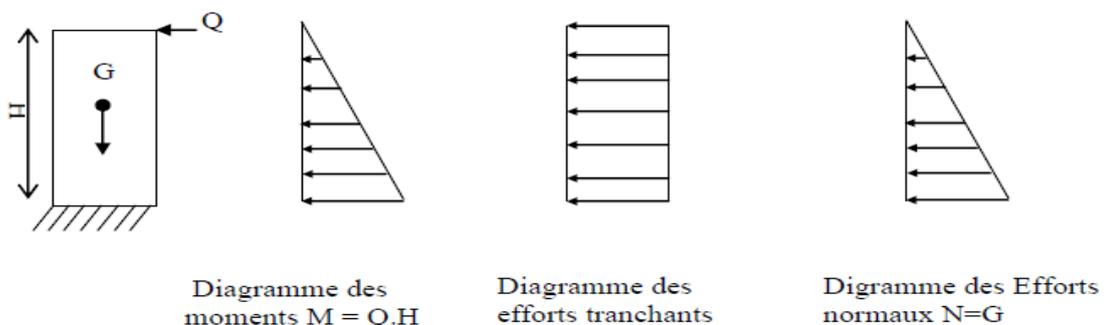


Figure V.14 : Diagramme des moments et des efforts tranchants.

Tableau V.7: Combinaison d'action de l'acrotère.

	ELU	ELS
Combinaison de charges	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	3,294	2,44
M (KN.m)	1,35	0,9

V.4.3 Ferrailage de l'acrotère :

L'acrotère est sollicité à la flexion composée et le calcul se fait pour une section rectangulaire avec : $h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $c=c'=2\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $d=0,9h=9\text{ cm}$

Calcul des armatures à L'ELU

- Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,35}{3,294} = 0,41 \text{ m}$$

$$e_u > \frac{h}{2} - c' = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m} \Rightarrow 0,41 \text{ m} > 0,03 \text{ m}$$

Donc le centre de pression (point d'application de l'effort normal de compression

N_u) est situé en dehors des deux nappes d'acier $e_u \notin [A_s, A'_s]$. La section étudiée est considérée comme partiellement comprimée. Les armatures seront calculées à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f donné par la formule suivante :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,31 \text{ KN.m}$$

Calcul en flexion simple

Moment réduit :

$$U_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,31 \times 10^{-3}}{1 \times (0,09)^2 \times 14,17} = 0,011$$

$$\mu_u = 0,011 < \mu_l = 0,392$$

L'armature comprimée n'est pas nécessaire ($A_{sf} = 0$).

$$A_{sf} = \beta_u \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

Calcul de β_u :

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,011} = 0,011$$

$$A_{sf} = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}} = 0,011 \times 1 \times 0,09 \times \frac{14,17}{348} = 4,03 \times 10^{-5} m^2 = 0,40 cm^2$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$\dot{A}_{sr} = \dot{A}_{sf} = 0$$

$$A_{sr} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_u} = 0,31 cm^2$$

Vérifications règlementaires :

⇒ **À L'ELU**

- **Vérification de la condition de non fragilité : BAEL91/99(Art A.4.2, 1)**

le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min.}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,09 \times 2,1}{400} = 1,09 \times 10^{-4} m^2 = 1,09 cm^2$$

On remarque que : $A_{min} = 1,09 cm^2 > A_{sr} = 0,31 cm^2$

Donc le ferrailage se fera avec $A_{min} = 1,09 cm^2$

Donc on adopte $A_s = 4T8 = 2,01 cm^2/ml$ avec espacement $s_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{4} = 25cm$

- **Vérification au cisaillement : BAEL91/ 99(Art A.5.1, 211)**

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right) = 2,5 MPa$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : l'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 1,5Q = 2,25 kN/ml$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{2,25 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,025 MPa$$

D'où $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots C.V$

Donc il n'y pas de risque de cisaillement et par conséquent les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

▪ **Vérification de contrainte d'adhérence: BAEL91/99 (Art A.6.1, 3)**

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$

$\sum U_i = n\pi\emptyset$: Somme du périmètre utile des barres

n: Nombre des barres.

\emptyset : Diamètre des barres ($\emptyset=8\text{mm}$)

$\sum U_i = n.\pi.\phi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$.

$$\bar{\tau}_{su} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = \frac{2,25 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,09 \times 0,10048} = 0,28 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0,28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \text{C.V}$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

▪ **Calcul des armatures de répartition :**

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

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

on adopte **4T8 = 2,01 cm²** Répartie sur 60 cm de hauteur avec un espacement

$$s_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}.$$

▪ **Vérification des espacements des barres :**

- **Armature principale :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \dots \dots \text{C.V}$$

avec **h**: hauteur de la section = 10 cm

- **Armature de répartition :**

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \dots \dots \text{C.V}$$

⇒ À L'ELS

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c N_{ser} y_{ser}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{y_c N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

- Calcul de l'excentricité (e_{ser}) :

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,9}{2,44} = 0,37 \text{ m} = 37 \text{ cm}$$

$$e > \frac{h}{2} - \acute{c} = 3 \text{ cm} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$C = \frac{h}{2} - e_{ser} = 0,05 - 0,37 = -0,32 \text{ m} = -32 \text{ cm}$$

- Position de l'axe neutre :

$$y_{ser} - c = y_2$$

$$y_{ser} = C + y_c$$

C : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

y_c : Distance entre centre de pression c et l'axe neutre.

y_c : la solution de l'équation suivante :

$$y_c^3 + P y_c + q = 0$$

Avec :

$$P = -3C^2 - \frac{90A_s}{b}(C - C') + \frac{90A_s}{b}(d - C) = -2997,83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et : } q = -2C^3 - \frac{90A_s}{b}(C - C')^2 - \frac{90A_s}{b}(d - C)^2 = 62495,07 \text{ cm}^3$$

La solution de l'équation est donnée par **le (BAEL91/99)** :

$$\Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27} = -8,57 \times 10^7 \text{ cm}^6$$

$\Delta < 0$ donc : On a trois solutions :

$$y_{c1} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right); \quad y_{c2} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right); \quad y_{c3} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right)$$

Avec :

$$a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 63,22 \text{ cm}$$

$$\cos \varphi = \left(\frac{3q}{2P} \sqrt{\frac{-3}{P}} \right) \Rightarrow \varphi = 171,57^\circ$$

$$\text{Donc : } y_{c1} = 34,26 \text{ cm}$$

$$y_{c2} = -63,14 \text{ cm}$$

$$y_{c3} = 28,89 \text{ cm}$$

Parmi les 3 solutions de l'équation on prend qui vérifie la relation suivante :

$$0 < y_{ser} = y_{ci} + C < d$$

La 1^{ère} solution vérifie la relation :

$$0 < 34,26 - 32 = 2,26 < 9$$

$$y_{c1} = 34,26 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = 2,26 \text{ cm}$$

- Calcul des contraintes :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15; \text{ c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.}$$

$$I = \frac{b y_{ser}^3}{3} + n A_s (d - y_{ser})^2 + n A_s (y_{ser} - C')^2 = 1754,41 \text{ cm}^4$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c N_{ser} y_{ser}}{I} = 1,08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{ C. V}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{y_c N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 48,21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 200 \text{ MPa} \dots \dots \text{ C. V}$$

Donc on garde les armatures calculer à l'ELU.

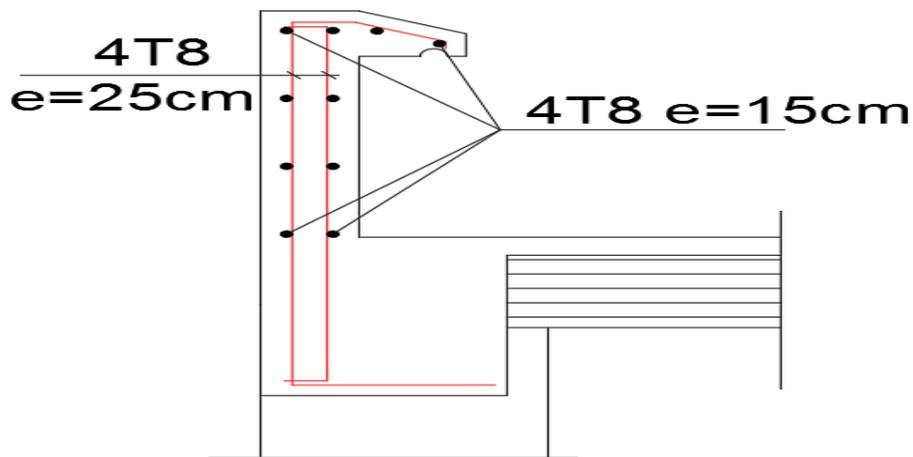


Figure V.15 : Schéma de Ferrailage de l'acrotère.

V.5. Etude des escaliers

L'étude se fera par rapport le type la plus défavorable : type 2

V.5.1.Evaluation des charges :

Charge permanente : palier $G = 6 \text{ KN/m}^2$

Volée $G = 9,85 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

V.5.1.1.Combinaison des charges :

$$\text{ELU} : q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1\text{m}$$

$$\text{ELS} : q_{\text{ser}} = (G + Q) \times 1\text{m}$$

- Les charges réparties :

Tableau V.8: Combinaison d'action de l'escalier.

	q volée (KN/ml)	q palier (KN/ml)
l'ELU	17,05	11,85
l'ELS	12,35	8,5

- Les charges concentrées :

Mur extérieur :

$$\text{ELU} : q_{u \text{ mur ext}} = (1,35 \times G_{\text{mur ext}}) = 1,35 \times 2,76 = 3,73 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_{s \text{ mur ext}} = G_{\text{mur ext}} = 2,76 \text{ KN/m}$$

V.5.1.2. Schéma statique d'escalier :

Pour déterminer l'effort tranchant T et le moment fléchissant M à l'ELU et à l'ELS, on utilise le logiciel RDM6.

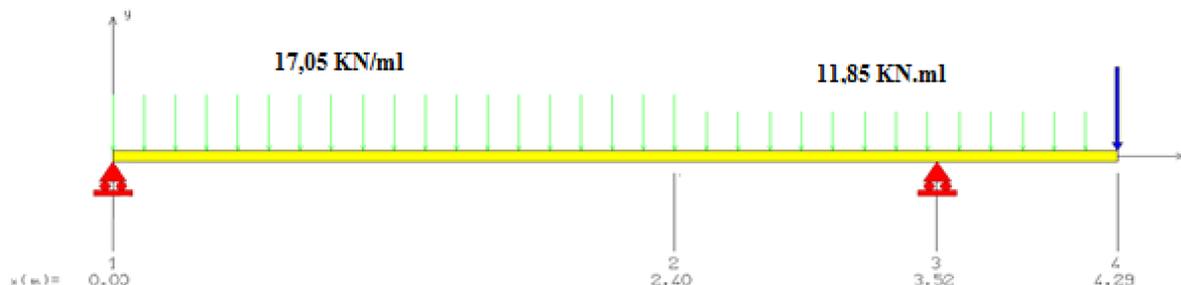


Figure V.16 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.

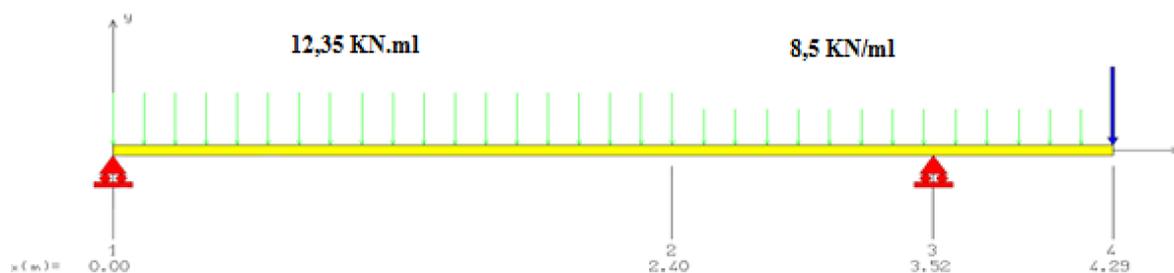
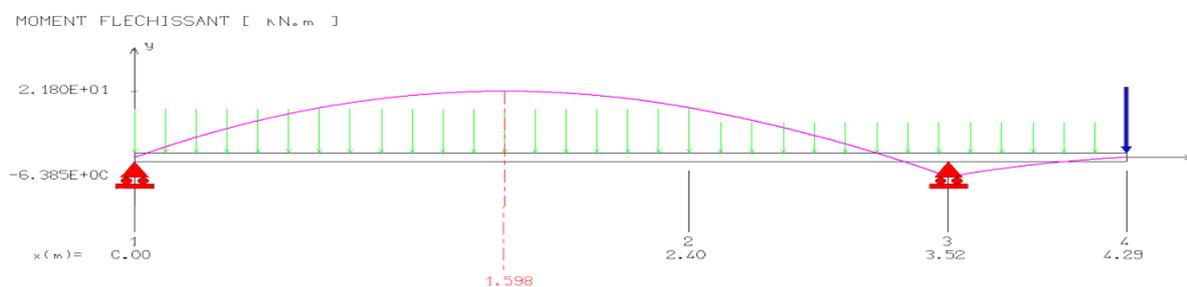


Figure V.17 : Schéma statique d'escalier à l'ELS.

V.5.1.3. Calcul des moments et les efforts tranchants :

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

À l'ELU :



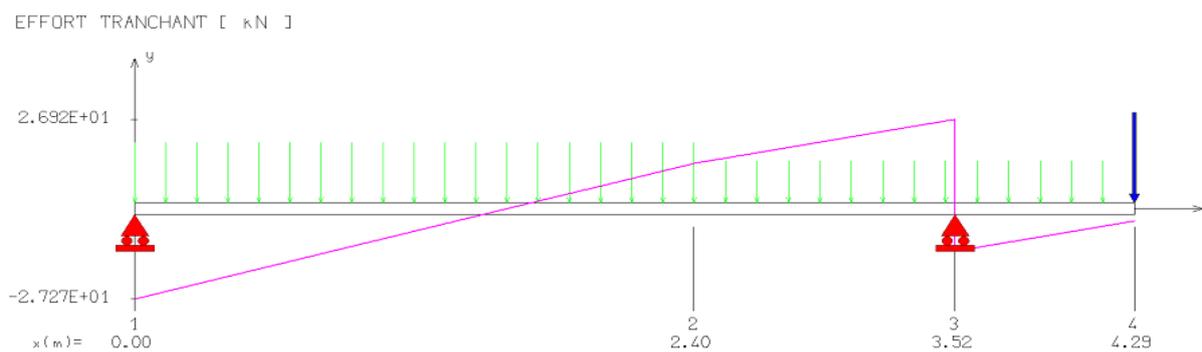


Figure V.18 : Diagramme de moment fléchissant et d'effort tranchant d'escalier à l'ELU.

À l'ELS :

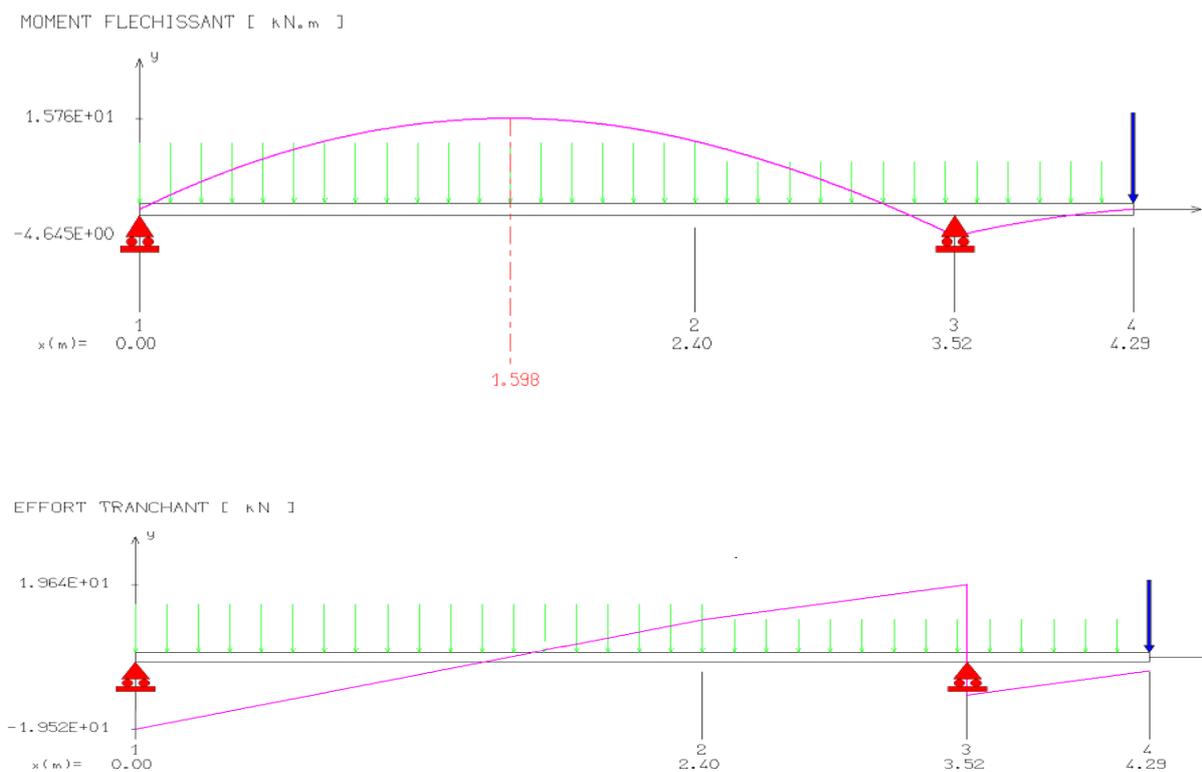


Figure V.19: Diagramme de moment fléchissant et d'effort tranchant d'escalier à l'ELS.

$$M_u = 21,80 \text{ kN.m} ; M_{ser} = 15,76 \text{ kN.m} ; V_u = 27,27 \text{ kN}$$

Afin de tenir compte des semi- encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

$$M_{u,travée} = 0,85M_u = 18,53 \text{ kN.m}$$

$$M_{u,appui} = -0,5M_u = -10,9 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser,travée} = 0,85M_{ser} = 13,40 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser,appui} = -0,5M_{ser} = -7,88 \text{ kN.m}$$

V.5.2. Ferrailage

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 mètre avec :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 18 \text{ cm} ; d = 0,9h = 16,2 \text{ cm} ; d' = C' = 2 \text{ cm}$$

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

V.5.2.1. Calcul à l'ELU :

Tableau V.9 : calcul des armatures d'escalier à l'ELU.

	M_u	μ_U	$\mu_l = 0.392$	\hat{A}_s (cm^2)	β_u	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	choix	A_s <i>adopté</i>	S_t (cm)
Travée	18,53	0,050	$\mu_U < \mu_l$	0	0,051	3,36	1,96	5T12	5,65	20
Appui	-10,9	0,029	$\mu_U < \mu_l$	0	0,030	1,98	1,96	5T12	5,65	20

V.5.2.2. Vérification à l'ELU :

Tableau V.10: récapitulatif des vérifications de l'escalier à l'ELU.

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	V_u kN	τ_u MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa	OBS	ΣU_i mm	τ_{su} MPa	$\bar{\tau}_{su}$ MPa	OBS
Travée	0	0	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	188,4	0	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Appui	27,27	0,17	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	188,4	0,99	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

▪ **Armature de répartition :**

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

- **En travée :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Le choix est de **4T10** avec **S_t=20cm**

- **En appuis :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Le choix est de **4T10** avec **S_t=20cm**

▪ **Vérification des espacements des barres :**

- **Armature principale :**

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} \dots\dots \text{C. V}$$

- **Armature de répartition:**

$$S_r = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45\text{cm} \dots\dots \text{C. V}$$

▪ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

BAEL91 /99(Art A.5.1, 313)

- **Influence sur le béton :**

$$V_u \leq 0,4 \text{ b } 0,9 d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0,4 \times 1 \times 0,1458 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 972 \text{ KN}$$

$$V_u = 27,27 \text{ KN} \leq 972 \text{ KN} \dots\dots \text{C. v}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures :**

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left[V_u + \frac{M_a}{0,9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{1,15}{400 \times 10^3} \left[27,27 + \frac{10,9}{0,1458} \right] = 2,93 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > 2,93 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

▪ **Longueur de scellement :**

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

Avec : $\tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$

$L_c = 0,4 \times l_s$. On prend $L_c = 16 \text{ cm}$

V.5.2.3.Vérification à L'ELS :

Les escaliers sont à l'intérieur, ils ne sont pas exposés aux intempéries d'où la fissuration est peu préjudiciable, donc les vérifications à faire sont :

1. Etat limite de compression du béton.
2. Etat limite de déformation (la flèche).

Tableau V.11 : Vérifications de contrainte de compression dans le béton à l'ELS.

	$M_{ser} (kN.m)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	OBS
Travée	13,40	4,46	14638,1067	4,08	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	-7,88	3,82	9162,27	3,28	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

2. Etat limite de déformation :

- Evaluation de la flèche : BAEL 91/99(Art B 6.5, 2)

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,051 < 0,0625) \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0,051 < 0,085) \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,0034 < 0,0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit faire une vérification de la flèche.

La vérification de la flèche est comme suit :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) < \bar{f} = \frac{L}{500} \quad (L \leq 5m)$$

Avec :

$$\bar{f} = \frac{352}{500} = 0,704 \text{ cm} ; f_{ji} = \frac{M_{serj} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} ; f_{gv} = \frac{M_{serg} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} ; f_{pi} = \frac{M_{serp} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} ; f_{gi} = \frac{M_{serg} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$$

Les résultats de vérification de la flèche sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.12 : Vérification de la flèche d'escalier

f_{gv} (cm)	f_{ji} (cm)	f_{pi} (cm)	f_{gi} (cm)	Δf_t (cm)	\bar{f} (cm)	vérification
0,83	0,28	0,83	0,51	0,87	0,704	C.N.V

Pour diminuer la flèche, on peut augmenter le taux de ferrailage ou bien augmenter l'épaisseur de l'escalier.

On procède à l'augmentation de l'épaisseur $h=20$ cm

Avec : $A_s = 5,65\text{cm}^2$; 5T12

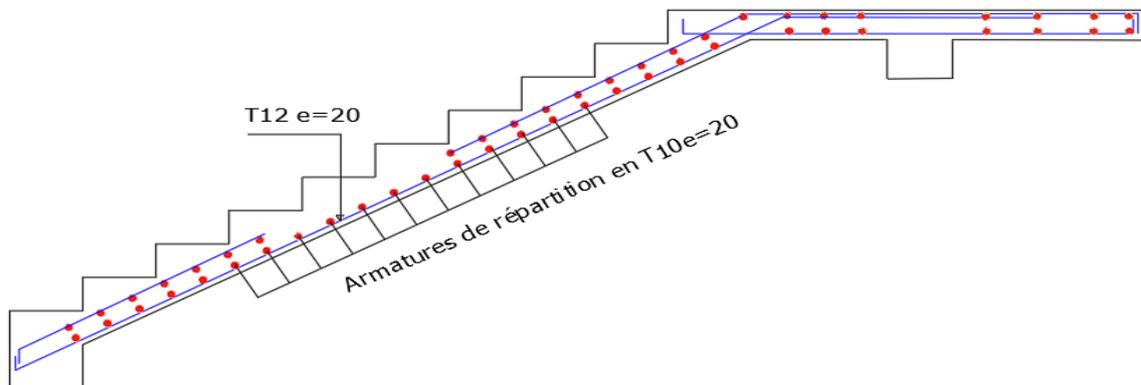


Figure V.20 : Schéma de ferrailage de l'escalier

V.6.Étude de la poutre palière :

C'est une poutre de section rectangulaire, de dimension (b x h) et chargée uniformément. Son calcul se fait à la flexion simple, elle est supposée semi encastree à ses deux extrémités par les poteaux.

V.6.1. Pré dimensionnement de la poutre palière :

Selon le **BAEL 91** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 25 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 7,5 \text{ cm} \leq b \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 15 \text{ cm}$$

On adopte une poutre palière de (30x35) cm²

✓ Vérification des conditions de l'RPA 99 / version 2003 :

- $h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée
- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{b} = 1,17 \leq 4 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées donc la section de la poutre palière est de (b×h)= (30×35) cm²

✓ Charge sollicitant la poutre:

Poids propre de la poutre: $G_{pp} = 0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,63 \text{ kN/ml}$.

Poids des murs situés sur la poutre : $G_{mur} = 2,76 \times \frac{(3,06 - 0,35)}{2} = 3,74 \text{ kN/ml}$.

Réaction des piliers sur la poutre à l'ELU : $R_{a,u} = 39,78 \text{ kN/ml}$.

Réaction des piliers sur la poutre à l'ELS : $R_{a,ser} = 28,73 \text{ kN/ml}$.

✓ Combinaison d'action :

$$q_u = 1,35(G_{pp} + G_{mur}) + R_{a,u} = 48,38 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ser} = G_{pp} + G_{mur} + R_{a,ser} = 35,1 \text{ kN/ml}$$

✓ Schéma statique :

$$q_u = 48,38 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 35,1 \text{ KN/ml}$$

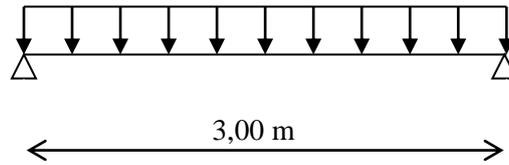


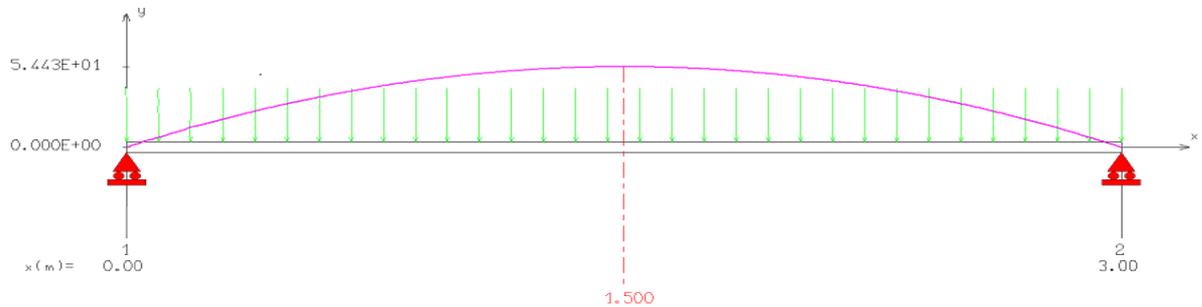
Figure V.21 : Schéma statique de la poutre palière

✓ Calcul des moments et les efforts tranchants :

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

À l'ELU :

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]



EFFORT TRANCHANT [kN]

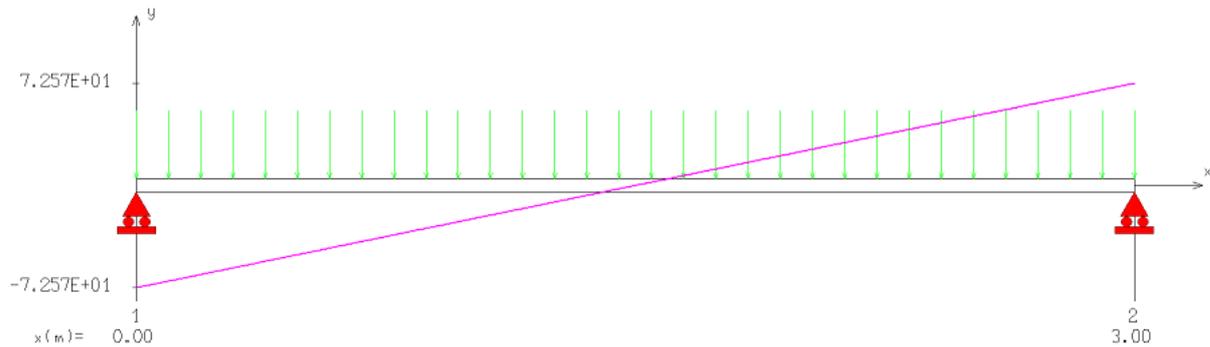


Figure V.22: Diagramme de moment fléchissant et d'effort tranchant de la poutre palière à l'ELU.

À l'ELS :

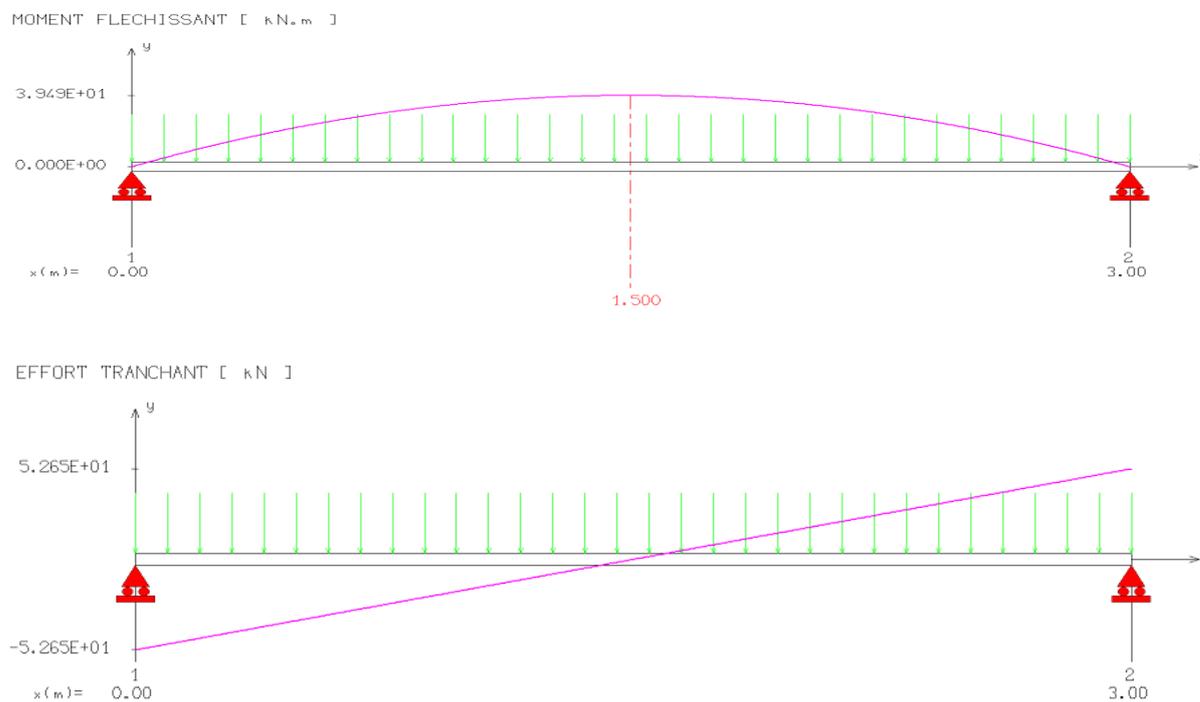


Figure V.23 : Diagramme de moment fléchissant et d'effort tranchant de la poutre palière à l'ELS.

$$M_u = 54,43 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = 39,49 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 72,57 \text{ kN}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{u,travée} = 0,85M_u = 46,27 \text{ kN.m}$$

$$M_{u,appuit} = -0,5M_u = -27,22 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser,travée} = 0,85M_{ser} = 33,57 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser,appuit} = -0,5M_{ser} = -19,75 \text{ kN.m}$$

V.6.2. Calcul de ferrailage :

À l'ELU :

On fait les calculs à la flexion simple avec :

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

Tableau V.13 : calcul des armatures de la poutre palière à l'ELU.

	$M_u \text{ kN.m}$	μ_U	$\mu_l=0,392$	\hat{A}_s (cm^2)	β_u	A_s cm^2	choix	$A_{s,adopté} \text{cm}^2$	A_{min} cm^2	s_t cm
Travée	46,27	0,11	$\mu_U < \mu_l$	0	0,13	5	5T12	5,65	1,14	25
Appui	-27,22	0,065	$\mu_U < \mu_l$	0	0,07	2,69	3T12	3,39	1,14	25

▪ **Vérification réglementaire :**

À l'ELU :

Tableau V.14 : Vérification de contrainte de cisaillement et de contrainte d'adhérence.

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	$V_u \text{ kN}$	$\tau_u \text{ MPa}$	$\bar{\tau}_u \text{ MPa}$	OBS	$\Sigma U_i \text{ mm}$	$\tau_{su} \text{ MPa}$	$\bar{\tau}_{su} \text{ MPa}$	OBS
Travée	0	0	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	188,4	0	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Appui	72,57	0,77	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	113,04	2,25	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

▪ **Vérification des Armatures longitudinales selon RPA 99/2003(Art 7.5.2 .1)**

Le **RPA99** exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute la section.

$$5,65+3,39=9,04 \text{ cm}^2 > \frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \times 30 \times 35}{100} = 5,25 \text{ cm}^2 \text{C.V}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante.

$$9,04 \text{ cm}^2 < \frac{4bh}{100} = \frac{4 \times 30 \times 35}{100} = 42 \text{ cm}^2 \text{C.V}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone nodale.

$$9,04 \text{ cm}^2 < \frac{6bh}{100} = \frac{6 \times 30 \times 35}{100} = 63 \text{ cm}^2 \text{ C.V}$$

▪ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis
BAEL91 /99(Art A.5.1, 313)**

- **Influence sur le béton :**

$$V_u \leq 0,4 b 0,9 d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0,4 \times 0,3 \times 0,2835 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 567 \text{ KN}$$

$$V_u = 72,57 \text{ KN} \leq 567 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ C. v}$$

- **Influence des aciers :**

$$A_u = \frac{T_{\max}}{\sigma_s} \leq A_u \text{ appui}$$

$$A_u = \frac{72,57 \times 10^{-3}}{348} = 2,09 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,08 \text{ cm}^2 \leq 3,39 \text{ cm}^2 \dots \text{ C. V}$$

▪ **Armatures transversales BAEL91/99 (Art 7.2, 2)**

-Diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante:

$$\Phi_t \leq \min \begin{cases} \Phi_1 \\ \frac{h_t}{35} \\ \frac{b}{10} \end{cases} \rightarrow \Phi_t \leq \min \begin{cases} 1,2 \text{ cm} \\ 1 \text{ cm} \\ 3 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \Phi_t \leq 1,2 \text{ cm}$$

Vu qu'on a un cadre et un étrier, on prendra : $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

-Espacement des barres : selon RPA99/2003 (Art 7.5.2.2) on obtient :

- En zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h_t}{4}, 12\phi_L \right)$ en prend : $S_t = 8 \text{ cm}$
- En zone courante : $S_t \leq \frac{h_t}{2} = 17,5 \text{ cm}$ en prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

À l'ELS :

1. Etat limite de compression du béton :

Tableau V.15 : Vérifications de contrainte de compression dans le béton à l'ELS.

	M_{ser} <i>kN.m</i>	A_s <i>cm²</i>	y <i>cm</i>	σ_{bc} <i>MPa</i>	$\bar{\sigma}_{bc}$ <i>MPa</i>	OBS
Travée	33,57	5,65	11	7,23	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	-19,57	3,93	9	4,8	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

3. Etat limite de déformation :

- Evaluation de la flèche : BAEL 91/99(Art B 6.5, 2)

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,117 > 0,0625) \Rightarrow \mathbf{c. v}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0,117 > 0,085) \Rightarrow \mathbf{c. v}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,0053 < 0,0105) \Rightarrow \mathbf{c. v}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.6.3. Schéma de ferrailage de poutre palière :

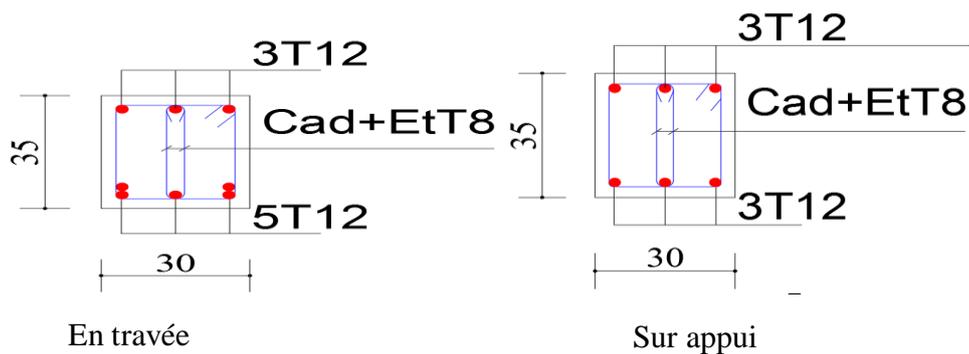


Figure V.24: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

CHAPITRE VI

ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

VI.1. Introduction

Bien que l'étude statique est une opération nécessaire elle reste toujours insuffisante du faite que la structure est soumise à des sollicitations variable dans le temps.

Parmi ces actions nous distinguons :

- les actions éoliennes (vent).
- les actions sismiques.
- les actions mécaniques (machines industrielles).

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie potentielle accumulée dans les roches par les mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Vu que notre projet est situé dans une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but de définir les modes propres de vibration de la structure, afin d'arriver à en examiner le comportement c'est-à-dire les déplacements qui en résultent sous l'effet d'une force sismique.

L'objectif est d'arriver à dimensionner les éléments de résistance pour assurer une sécurité de l'ensemble de l'ouvrage.

VI.2 Présentation des règles parasismiques Algériennes

En Algérie, le problème sismique n'était pas pris en compte jusqu'à l'indépendance car, il n'y avait aucune obligation vis-à-vis du calcul sismique, du fait du non disponibilité de règles parasismiques Algériennes. Sauf pour la ville de Chlef qui a été victime d'un séisme destructeur en 1954, qui a causé de gros dégâts aux constructions. Les Français ont alors élaboré un règlement propre « les règles A.S 55 ». Ces règles ainsi que les règles PS69 ont servi de document de référence pour le calcul des structures de 1962 à 1980.

En 1975, en collaboration avec l'université de Stanford (Californie, USA) l'aléa sismique a été introduit pour la première fois, et le territoire Algérien a été découpé, en différentes zones Sismiques.

Après le séisme de Chlef en 1980, les règles de calcul sismique ont été rendues obligatoires.

En 1981, est apparu le premier règlement parasismique intitulé RPA 81.

Par la suite, en 1983, une nouvelle version a été publiée (RPA 83), avec l'introduction des chapitres sur le dimensionnement, et la vérification des éléments de la structure en béton armé.

En 1988 arrive le RPA 88 avec tentative de réduction des coefficients, ainsi que la méthode d'analyse spectrale.

Le RPA 99 paru en 2000, est certes une continuité des documents précédents, mais il a l'avantage de donner une mise à jour actualisée des règles Techniques, en ayant essayé de tirer des leçons des Oséismes, survenus entre temps en Algérie.

Le RPA concerne essentiellement les constructions en maçonneries et en béton armé.

VI.3. Choix de la Méthode de calcul de l'action sismique selon l'RPA 99/2003

VI.3.1.Méthodes utilisables :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- Par La méthode statique équivalente.
- Par La méthode d'analyse modale spectrale.
- Par La méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme.

VI.3.1.1.Méthode statique équivalente :

a) Principe

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

b) Conditions d'application (Art 4.1.2, RPA 99/2003)

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisant aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et en zone IIa et 30m en zone III.
- Le bâtiment étudié présente une configuration régulière tout en respectant les conditions de hauteur énoncée en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le RPA99 /V2003.

VI.3.1.2.Méthode d'analyse modale spectrale:

a) Principe

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

b) Conditions d'application

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans les cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

VI.3.1.3.Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

- Pour le choix de la méthode à utilisée, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99/V2003**).notre structure ne répond pas aux conditions d'application de la méthode statique équivalente, il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA99/V2003.

Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

VI.4. Paramètres du Spectre de réponse de calcul selon (Art 4.3.3 PRA 99/V2003)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone.

g : accélération de la pesanteur.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement.

Q : Facteur de qualité.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Sauf que pour cette étape on n'utilisera pas ces formules pour avoir le spectre de réponse mais plus tôt un programme développé par le centre des études techniques des infrastructures militaires, après avoir introduit les coefficients nécessaire:

a) Classification du site :

D'après le rapport géotechnique qui indique que le site comme étant meuble, et selon **L'article 3.3.1 du RPA99/V2003** on classe le site dans la classe **S3**.

b) Le coefficient de comportement global de la structure « R » :

La valeur de coefficient de comportement globale de la structure est donnée par **le tableau (4.3) RPA99/V2003** en fonction du système de contreventement de la structure, on suppose que notre structure est contreventée par des voiles porteurs et après la modélisation de la structure on fait la vérification de la part des efforts verticaux repris par les voiles : **R = 3,5**.

c) Le facteur de qualité « Q » :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

✓ Condition minimales sur les files de contreventement:

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporte à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

- Sens longitudinal : (5 travées)

$$\frac{l_x}{l_{x+1}} = \frac{3,50}{4,05} = 0,86 < 1,5 \Rightarrow pq = 0.$$

- Sens transversal : (2 travées)

Notre portiques comporte deux travées donc $pq = 0,05$.

✓ **La redondance en plan :**

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

- **sens longitudinal :**

3 files → critère non observé $p_q = 0,05$

- **sens transversal: (6 files)**

$L_{\max} / L_{\min} = 4,05 / 3 = 1,35 < 1,5$ critère observé $p_q = 0$

✓ **La régularité en plan :**

A1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

$p_q = 0,05$ sens X-X ; $p_q = 0$ sens Y-Y

✓ **La régularité en élévation :**

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

- La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

- la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%.

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

Donc : La structure est classée régulièrement en élévation $p_q = 0$

✓ **Contrôle de la qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés

Donc : $p_q = 0,05$

✓ **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

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

On considère que ce critère est non observé : $p_q = 0,10$

Tableau VI.1.Valeurs des pénalités P_q .

Critère q	P_q	
	Sens longitudinal	Sens transversal
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0,05	0
3. Régularité en plan	0,05	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10

Sa valeur est donnée par la formule :

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

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au **tableau (4.4 RPA99/ v2003)**.

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_x = 1 + (0 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0,10) = 1,25$$

$$Q_y = 1 + (0,05 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,10) = 1,2$$

$$Q = \max(Q_x; Q_y) = 1,25$$

d) Le pourcentage d'amortissement critique ξ (%): Tableau (4.2) RPA99/V2003

Dans le cas de notre bâtiment :

- Le remplissage est en béton armé dense donc : $\xi = 7 \%$
- Le contreventement est assuré par l'ensemble (portique-voiles) donc :

$$\xi = 10 \%$$

Par conséquent la valeur de (ξ) sera la moyenne :

$$\xi = \frac{10 + 7}{2} = 8,5\%$$

η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad (4.3)$$

$$\text{Alors : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 8,5)}} = 0,8165 \geq 0,7 \dots \text{C.V}$$

Les données précédemment calculés nous donnent un spectre d'accélérations sismique, qui se présente comme le montre la figure suivante :

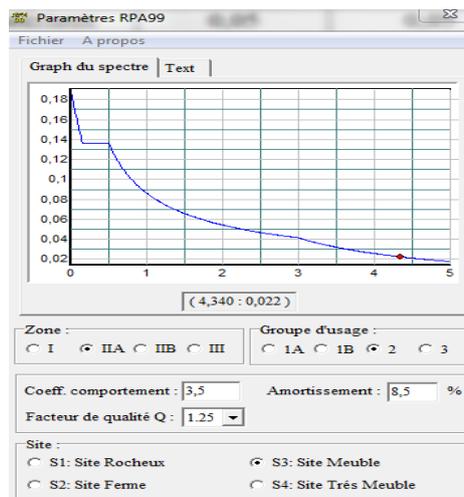


Figure VI.1. Spectre de réponse de calcul.

VI.5. Modélisation de la structure (RPA99/2003)

L'étude de la réponse dynamique d'une structure, (périodes et modes propres), nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat, traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique, pour le calcul de l'ouvrage, est une console verticale infiniment rigide encastré à sa base (modèle brochette), dont les masses sont concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau. Le logiciel utilisé est le **ETABSv16.2.1** pour les modélisations et l'analyse de l'ouvrage ce qui permettent de simplifier suffisamment les calculs.

▪ Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI. etc.). De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue.

En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

▪ Etapes de modélisation

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes:

1. Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
2. Spécification des propriétés des éléments de la structure à modéliser (définition et attribution des sections des éléments).
3. Spécification des conditions aux limites (appuis, encastrement... etc.) pour la

structure à modéliser.

4. Définition des charges appliquées sur la structure à modéliser (Charge verticales et spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale).
5. Définition et attribution des combinaisons de charges.
6. Exécution et analyse des résultats en choisissent le nombre de modes propre à prendre en considération.
7. Création des fichiers de sorties et exploitation des résultats pour la vérification des éléments et calcul de ferrailage.

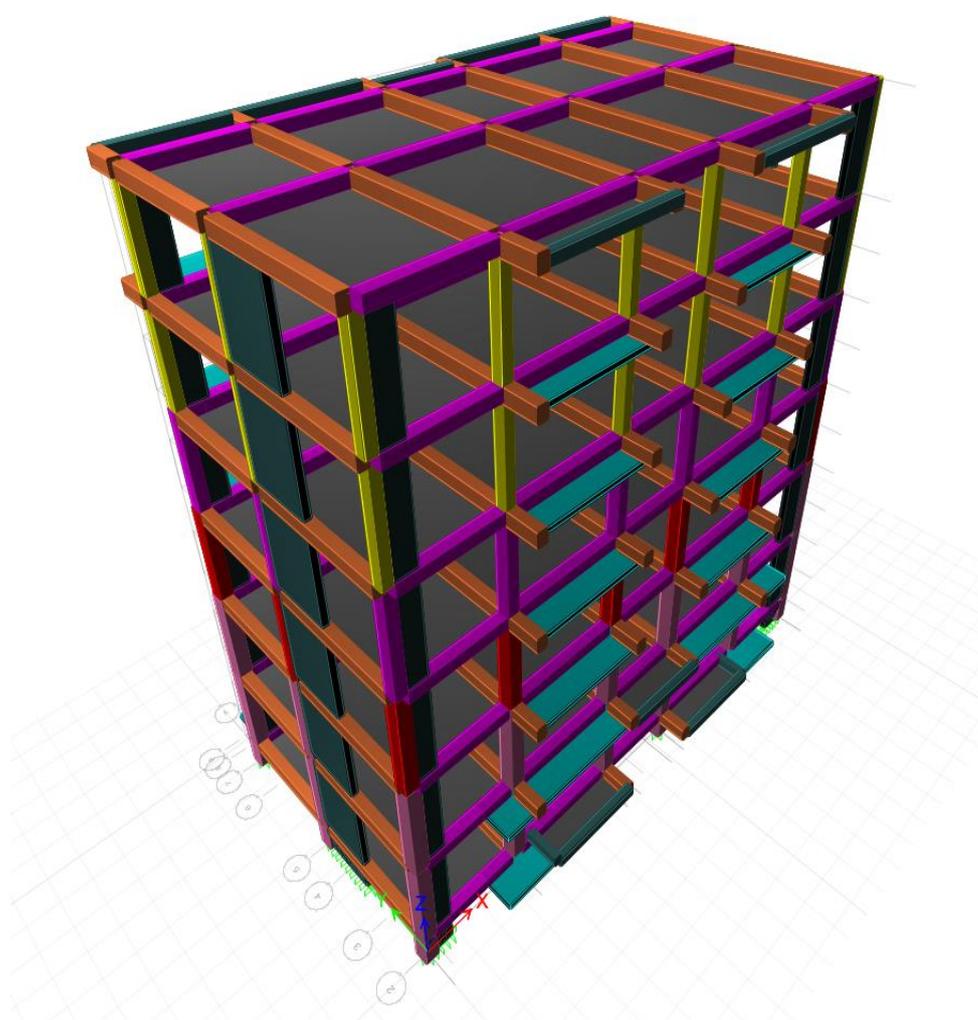


Figure IV.2. Modélisation de la structure.

VI.6. Vérifications Réglementaires (selon l’RPA 99/2003)

a) Participation des masses modales

Après l’analyse automatique par le logiciel **ETABS 16.2.1**, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau :

Tableau VI.2.Participation massique

Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
1	0,577	0,6513	7,73E-07	0,6513	7,73E-07	0,016
2	0,528	0	0,6459	0,6513	0,6459	0,0001
3	0,497	0,0183	0,0001	0,6696	0,646	0,639
4	0,19	0,1309	7,89E-07	0,8005	0,646	0,0005
5	0,146	0	0,151	0,8005	0,797	1,09E-05
6	0,143	0,0003	9,97E-06	0,8008	0,797	0,1407
7	0,098	0,0528	0	0,8537	0,797	3,43E-05
8	0,086	4,59E-06	0,0012	0,8537	0,7982	2,13E-05
9	0,067	6,32E-06	0,0452	0,8537	0,8434	0,0009
10	0,066	8,70E-06	0,0011	0,8537	0,8445	0,0591
11	0,064	0	0,0144	0,8537	0,8589	0,0002
12	0,058	0,0291	7,41E-06	0,8828	0,8589	1,38E-05
13	0,04	0,0132	4,46E-05	0,896	0,859	3,79E-06
14	0,039	7,70E-06	0,0322	0,896	0,8912	1,11E-06
15	0,031	0,0084	2,29E-06	0,9045	0,8912	6,03E-06
16	0,027	3,21E-06	0,0143	0,9045	0,9055	0,0003

⇒ **Nombre de modes à considérer**

D’après **RPA 99/2003 (Art 4.3.4)**

- ✓ Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d’excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

✓ Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$k \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0,20\text{sec}$$

Avec : N : le nombre de niveaux au dessus du sol.

T_K : la période du mode K.

Dans notre cas la somme de la masse modale effective atteint **90%** de la masse totale de la structure pour les deux sens dans le **mode 16**.

- **Modes de vibrations obtenus**

1^{er} mode : une translation suivant l'axe XX, $T_1 = 0,577\text{sec}$

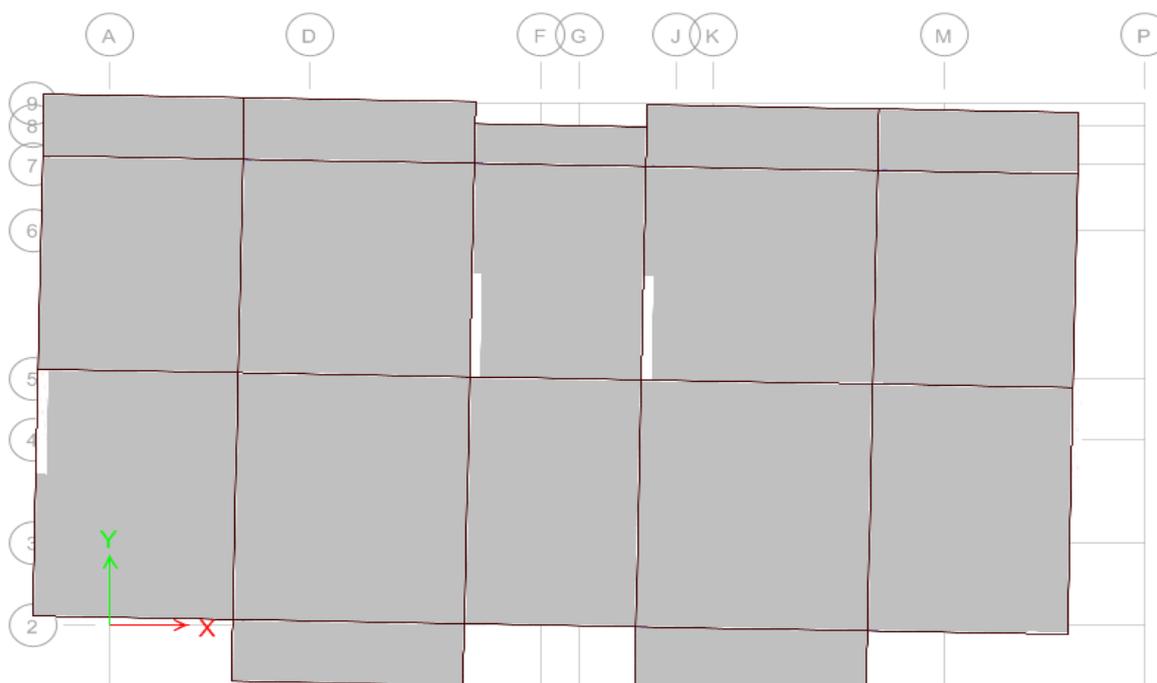


Figure VI.3. Vue en plan du 1^{er} mode

2^{ème} mode : une translation suivant l'axe YY, $T_2 = 0,528\text{sec}$

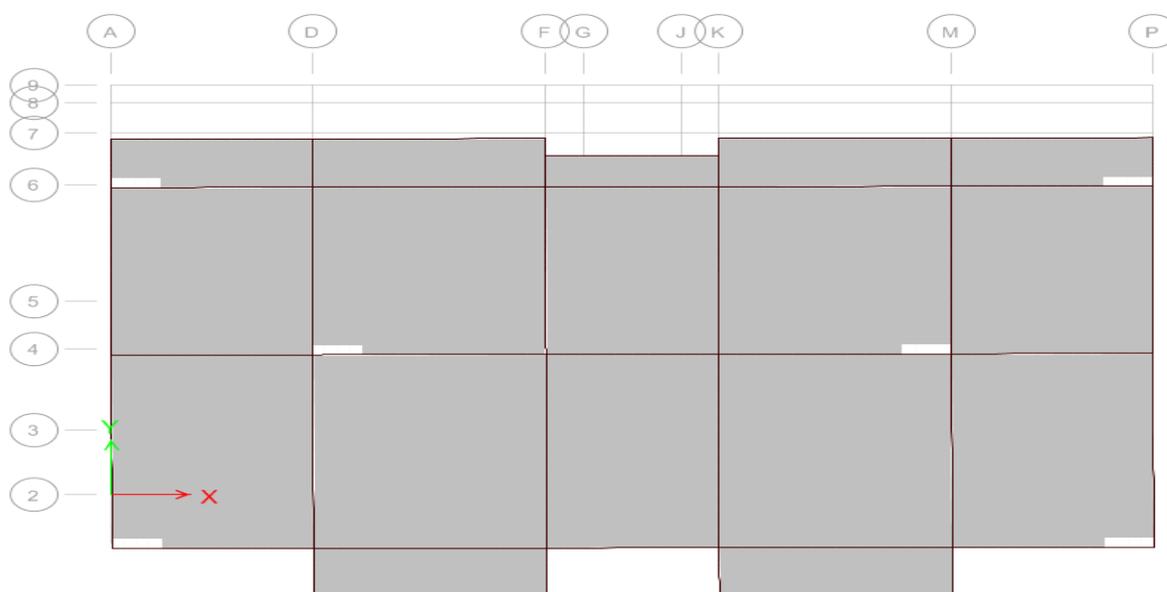


Figure VI.4. Vue en plan du 2^{ème} mode

3^{ème} mode : une torsion par rapport à l'axe Z, $T_3 = 0,497\text{sec}$

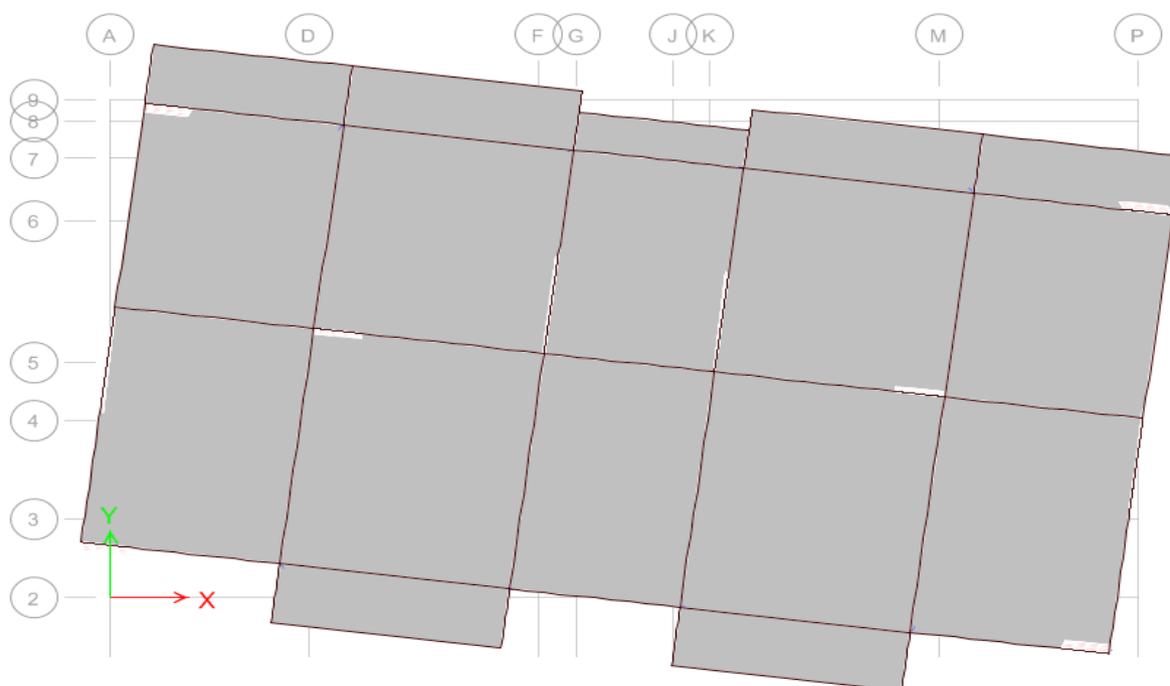


Figure VI.5. Vue en plan du 3 -ème mode

b) Détermination du poids total de la structure

Le poids propre de la structure égale au poids des charges permanentes plus un pourcentage des charges d'exploitations :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération qui est en fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau (4.5) RPA99/V2003

Notre cas Bâtiments d'habitation: $\beta = 0,20$.

On tire les masses de chaque étage à partir de l'Etabs 16.2.1 (Tablets⇒Model⇒structure Data⇒ Mass summary ⇒ Mass Summary by Diaphragm⇒Mass Data), l'Etabs donne les masses de chaque étage en tonne donc :

Le poids = la masse total × L'accélération de la pesanteur

D'où : $W_T(\text{kN}) = \text{La Masse Total (Tonne)} \times 9,81$

Tableau IV.3. Poids totale de la structure

Story	Mass Xton	Mass Yton
7	197,394	197,394
6	181,997	181,997
5	184,657	184,657
4	189,79	189,79
3	192,86	192,86
2	199,937	199,937
1	187,109	187,109
M_T (ton)	1333,7432	1333,7432
W_T (KN)	13084,02079	13084,02079

c) Calcul de l'excentricité :

- **Excentricité théorique (géométrique) :** C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

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

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

Tableau IV.4. Excentricité théorique dans les deux sens.

Story	X_{CM} m	Y_{CM} m	X_{CR} m	Y_{CR} m	e_x m	e_y m
1	9,0505	4,5478	9,0532	4,5648	0,0027	0,017
2	9,0501	4,7761	9,0574	4,8371	0,0073	0,061
3	9,0501	4,7542	9,0566	4,9895	0,0065	0,2353
4	9,0501	4,814	9,0561	5,1128	0,006	0,2988
5	9,0501	4,8018	9,0561	5,1519	0,006	0,3501
6	9,0496	4,7868	9,0564	5,1964	0,0068	0,4096
7	9,05	4,7468	9,0559	5,1742	0,0059	0,4274

X_{CR}, Y_{CR} : Coordonnées de centre de torsion (ou rigidité).

X_{CM}, Y_{CM} : coordonnées du centre de masse (gravité) du niveau par rapport au repère globale.

- **Excentricité accidentelle : (Art.4.3.7: RPA 99/ V2003)**

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction

Pour cette excentricité ETABS peut la prendre en compte en lui introduisant les 5 % comme excentricité dans la définition du chargement sismique.

d) Justification du système de contreventement « détermination du R » :

Pour justifier le système de contreventement d'une structure comportant des voiles et des portiques, il est nécessaire de déterminer la part de charges verticales et des charges horizontales reprises simultanément par les voiles et les portiques.

- Pour notre cas on a considéré que le système de contreventement est à voiles porteurs (système 2 RPA99/V2003), c'est-à-dire les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales
- On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. (Art 3.4 RPA99/V2003).

Tableau IV.5. Vérification de la part des efforts verticaux repris par les voiles

Charges repris par (kN)		Pourcentage des charges repris par (%)	
voiles	portiques	voiles	portiques
6124,7103	11158,2831	35,44	64,56

⇒ D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de **20%** Des charges verticales donc pour notre système de contreventement **est justifié** donc **R = 3,5**

e) Evaluation de la force sismique totale de la structure

- **Par la méthode statique équivalente (MSE)**

Malgré que la méthode statique équivalente soit inapplicable pour la structure, on doit faire cette vérification seulement pour la détermination d'un seuil minimal de la force sismique appliquée à la base de la structure.

D'après (Art.4.2.3: RPA 99/ V2003), la force sismique totale **V** qui s'applique à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

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

⇒ **Le facteur d'amplification dynamique moyenne**

Le facteur d'amplification moyenne est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale (T) de la structure.

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

- ❖ Les valeurs des périodes caractéristiques associées à la catégorie de site sont données par le **tableau (4.7) RPA99/v2003** dans notre cas (**site S3**) donc : **$T_1 = 0,15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0,50 \text{ sec}$**
- ❖ Facteur de correction d'amortissement : **$\eta = 0,8165$**
- ❖ **période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La période empirique : est une période obtenue par des formules empiriques .

Les formules empiriques à utiliser selon l'**article 4.2.4 RPA99/v2003** sont :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{array} \right\}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

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

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage et donné par le **tableau (4.6)**.

Notre cas on a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé

Donc $C_T = 0,05$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

Sens longitudinale : $D_x = 18,40 \text{ m}$.

Sens transversale : $D_y = 9,25 \text{ m}$.

Selon x-x

$$T_x = \min \begin{cases} T = 0,05 x (19,38)^{\frac{3}{4}} = 0,46 \text{ sec} \\ T = 0,09 \frac{19,38}{\sqrt{18,40}} = 0,41 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_{x,\text{empirique}} = 0,41 \text{ sec}$$

Selon Y-Y

$$T_y = \min \begin{cases} T = 0,05x (19,38)^{\frac{3}{4}} = 0,46 \text{ sec} \\ T = 0,09 \frac{19,38}{\sqrt{9,25}} = 0,57 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_{y,\text{empirique}} = 0,46\text{sec}$$

La période analytique :est une période obtenue par ETABS

$$T_{x,\text{analytique}} = 0,577 \text{ sec}$$

$$T_{y,\text{analytique}} = 0,528 \text{ sec}$$

L'article **4.2.4 du RPA99/V2003** postule que : « Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% ».

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur D est déterminée par le tableau suivant : **(SEMINAIRE CGS : ANALYSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES -Les 04, 05 et 06 Juin 2012)**

Tableau IV.6. Période choisie pour le calcul du (D).

Si :	La période choisie
$T_{\text{analytique}} \leq T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{analytique}} \geq 1,3T_{\text{empirique}}$	$T = 1,3 T_{\text{empirique}}$

$$T_{x,\text{analytique}} = 0,577 \text{ sec} > T_{x,\text{empirique}} = 1,3 \times 0,41 = 0,533 \text{ sec}$$

$$T_{y,\text{analytique}} = 0,528 \text{ sec} < T_{y,\text{empirique}} = 1,3 \times 0,46 = 0,598 \text{ sec}$$

A partir de tableau ci dessus on le détermine la période T :

$$T_x = 1,3 \text{ Tempirique} = 0,533 \text{ sec} ; T_y = \text{Tempirique} = 0,46 \text{ sec}$$

On calcul D : On a

$$T_2 = 0,50 \text{ sec} < T_x = 0,533 \text{ s} < 3 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2,5 \times 0,8165 \times \left(\frac{0,50}{0,533}\right)^2 = 1,96$$

$$0 < T_y = 0,46 \text{ s} < 0,5 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2,5 \times 0,8165 = 2,04$$

Tableau IV.7. Calcul de la force sismique

A	D _x	D _y	R	Q _x	Q _y	∑W _i (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
0,15	1,96	2,04	3,5	1,25	1,20	13084,02079	1373,822183	1372,7007

- **Par la méthode d'analyse modale spectrale**

$$V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W$$

Avec :

V_i : l'effort tranchant modale à la base.

α_i : coefficient de participation massique.

W : poids total de la structure.

Les résultats obtenus sont résumé dans les tableaux suivants :

Tableau IV.8. Effort tranchant modale à la base

Mode	Période	S_a/g	$\alpha_{l,x}$ (%)	$\alpha_{l,y}$ (%)	W (kN)	$V_{x,i}$ (kN)	$V_{y,i}$ (kN)
1	0,577	0,12424213	65,13	7,73E-05	13084,0208	105874,459	1,26E-01
2	0,528	0,13181459	0	6,46E+01	13084,0208	0	1,11E+05
3	0,497	0,13669085	1,83	1,00E-02	13084,0208	3272,8926	1,79E+01
4	0,19	0,13669085	13,09	7,89E-05	13084,0208	23411,0186	1,41E-01
5	0,146	0,13804576	0	1,51E+01	13084,0208	0	2,73E+04
6	0,143	0,13906194	0,03	9,97E-04	13084,0208	54,5846802	1,81E+00
7	0,098	0,15430469	5,28	0,00E+00	13084,0208	10659,9279	0,00E+00
8	0,086	0,15836942	0,000459	1,20E-01	13084,0208	0,95109793	2,49E+02
9	0,067	0,16480525	0,000632	4,52E+00	13084,0208	1,36279124	9,75E+03
10	0,066	0,16514397	0,00087	1,10E-01	13084,0208	1,87985005	2,38E+02
11	0,064	0,16582143	0	1,44E+00	13084,0208	0	3,12E+03
12	0,058	0,16785379	2,91	7,41E-04	13084,0208	6390,94939	1,63E+00
13	0,04	0,17395089	1,32	4,46E-03	13084,0208	3004,28977	1,02E+01
14	0,039	0,17428962	0,00077	3,22E+00	13084,0208	1,75591494	7,34E+03
15	0,031	0,17699944	0,84	2,29E-04	13084,0208	1945,32608	5,30E-01
16	0,027	0,17835435	0,000321	1,43E+00	13084,0208	0,74908305	3,34E+03

➤ **Combinaison des réponses modales :**

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i, T_j d'amortissement ξ_i, ξ_j sont considérées comme indépendantes si la condition suivante est vérifiée :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \text{ avec } T_i < T_j ; \quad \xi_i \xi_j = 8,5 \%$$

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la

réponse totale est donnée par : $E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$

Dans le cas où deux réponses modale ne sont pas indépendantes, E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

Les résultats de la vérification de l'indépendance des modes obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. Vérification de l'indépendance des modes

Mode	Période	r	10	Vérification
			$10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}$	
1	0,577	0,915078	0,99	cv
2	0,528	0,9412879	0,99	cv
3	0,497	0,3822938	0,99	cv
4	0,19	0,7684211	0,99	cv
5	0,146	0,9794521	0,99	cv
6	0,143	0,6853147	0,99	cv
7	0,098	0,877551	0,99	cv
8	0,086	0,7790698	0,99	cv
9	0,067	0,9850746	0,99	cv
10	0,066	0,969697	0,99	cv
11	0,064	0,90625	0,99	cv
12	0,058	0,6896552	0,99	cv
13	0,04	0,975	0,99	cv
14	0,039	0,7948718	0,99	cv
15	0,031	0,8709677	0,99	cv
16	0,027	/	/	/

Toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autre donc la réponse

totale est donnée par : $E_{x,dyn} = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_{x,i}^2}$; $E_{y,dyn} = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_{y,i}^2}$

Résultats données par l'ETABS 16.2.1 :

Display ⇒ Show tables ⇒ Analysis ⇒ Results ⇒ Reactions ⇒ Base Reactions.

$E_x = 1291,8794 \text{KN}$

$E_y = 1342,4771 \text{KN}$

f) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Selon l'article 4.3.6 des règles RPA99/V2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} Obtenue par ETABS 16.2.1 ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques à la base V_{stat} déterminée par la méthode statique équivalente.

Si $V_{dyn} < 0,8 V_{stat}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse {forces, déplacements, moments,...} par un coefficient de majoration qui égale à :

$$r = \frac{0,8V_{stat}}{V_{dyn}}$$

Tableau VI.10. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V_{st} (KN)	V_{dyn} (KN)	$0,8V_{st}$	$V_{dyn} > 0,8 V_{stat}$
Sens longitudinal (x-x)	1373,822183	1291,8794	1099,06	C.V
Sens transversal (y-y)	1372,7007	1342,477	1098,16	C.V

g) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur (Art.4.2.5: RPA 99/ V2003)

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

$$F_t = \begin{cases} 0,07TVSiT > 0,7Sec \\ 0 & SiT \leq 0,7Sec \end{cases}$$

Où T est la période fondamentale de la structure

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : Niveau de plancher où s'exerce la force F_i

h_j : Niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant au plancher i et j

$$T_x = 0,533 \text{ s} < 0,7 \text{ s} \text{ donc } F_t = 0$$

$$T_y = 0,46 \text{ s} < 0,7 \text{ s} \text{ donc } F_t = 0$$

Les résultats des forces sismiques qui se développent dans les différents niveaux sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.11. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

Story	h_i (m)	W_i (KN)	$V_{x,dyn}$ (KN)	$V_{y,dyn}$ (KN)	$W_i h_i$ (KN.m)	F_x (KN)	F_y (KN)
7	19,38	1936,44	1291,88	1342,48	37528,1	364,361	378,631
6	16,32	1785,39	1291,88	1342,48	29137,5	282,896	293,976
5	13,26	1811,48	1291,88	1342,48	24020,3	233,213	242,347
4	10,2	1861,84	1291,88	1342,48	18990,8	184,382	191,603
3	7,14	1891,96	1291,88	1342,48	13508,6	131,155	136,291
2	4,08	1961,38	1291,88	1342,48	8002,43	77,6956	80,7386
1	1,02	1835,54	1291,88	1342,48	1872,25	18,1777	18,8896

h) Vérification des déplacements latéraux inter-étage

Le **RPA99/v2003(art.5.10)** exige de vérifier que les déplacements d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} < 1\% h_{\text{étage}}$$

Avec :

$$\delta_k = R\delta_{ek} \text{ (Art 4.19 , RPA99/v2003)}$$

Et :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques

R : Coefficient de comportement (R=3,5)

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

○ **Sens longitudinale :**

Tableau VI.12.Déplacements latéraux inter-étage dans le sens X

Story	δ_{ek} (m)	R	$\delta_k = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	$1\%h_{\text{étage}}$ (m)	OBS
7	0,01352001	3,5	0,047320025	0,0067235	0,0306	CV
6	0,01159901	3,5	0,040596522	0,008148	0,0306	CV
5	0,00927101	3,5	0,032448519	0,00935551	0,0306	CV
4	0,006598	3,5	0,023093013	0,00898099	0,0306	CV
3	0,00403201	3,5	0,014112021	0,007945	0,0306	CV
2	0,00176201	3,5	0,006167025	0,00559651	0,0306	CV
1	0,000163	3,5	0,000570511	0,00057051	0,0102	CV

○ **Sens transversale :**

Tableau VI.13. Déplacements latéraux inter-étage dans le sens Y

Story	δ_{ek} (m)	R	$\delta_k = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	$1\%h_{étage}$ (m)	OBS
7	0,01231337	3,5	0,04309681	0,00725577	0,0306	CV
6	0,0102403	3,5	0,03584104	0,008025849	0,0306	CV
5	0,0079472	3,5	0,027815191	0,008522779	0,0306	CV
4	0,00551212	3,5	0,019292411	0,008015172	0,0306	CV
3	0,00322207	3,5	0,01127724	0,006709674	0,0306	CV
2	0,00130502	3,5	0,004567566	0,00416505	0,0306	CV
1	0,000115	3,5	0,000402515	0,000402515	0,0102	CV

Conclusion : les déplacements inter étage dus aux efforts sismiques dans les deux sens ne dépassent pas le déplacement admissible qui égale à 1% de la hauteur d'étage donc la condition de l'art 5.10 du le RPA99/V2003 est vérifiée.

i) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ est le moment dû à l'effet P-Δ par le moment dû au séisme, et D'après l'art 5.9 du RPA 99/V2003 les effets de 2° ordre ou effet P- Δ peut être négligés dans le cas des bâtiments qui satisfassent la condition suivante à tous les niveaux.

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »

h_k : Hauteur d'étage « k »

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k – 1 »

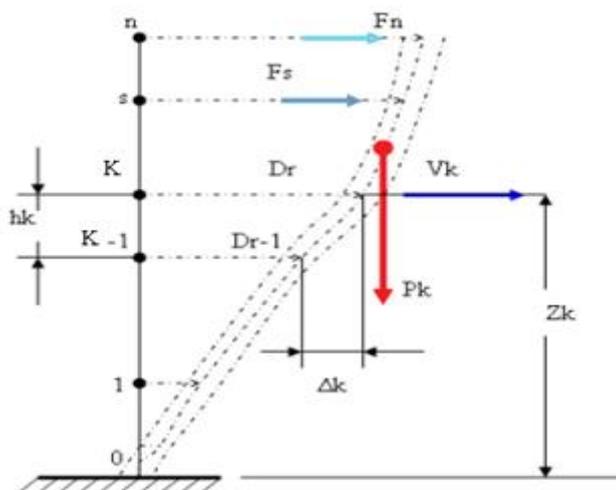


Figure V.6: Présentation de l'effet P- Δ sur la structure

- Si $0,10 < \theta \leq 0,20$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1 - \theta)$.
- Si $\theta > 0,20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Selon XX

Tableau VI.14. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ dans le sens X

Story	P_k (kN)	Δ_k (m)	$V_{x,dyn}$ (kN)	h_k (m)	θ_x	Vérification
7	1936,43	0,006723	385,310	3,06	0,01104	CV
6	1785,38	0,008148	672,323	3,06	0,00707	CV
5	1811,48	0,009355	900,8521	3,06	0,00614	CV
4	1861,84	0,008980	1074,452	3,06	0,00508	CV
3	1891,95	0,007945	1194,721	3,06	0,00411	CV
2	1961,37	0,005596	1263,634	3,06	0,00283	CV
1	1835,53	0,000570	1291,879	1,02	0,00079	CV

Selon YY :

Tableau VI.15. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ dans le sens Y

Story	P_k (kN)	Δ_k (m)	$V_{y,dyn}$ (kN)	h_k (m)	θ_y	Vérification
7	1936,44	0,00726	418,047	3,06	0,01098	CV
6	1785,39	0,00803	718,447	3,06	0,00652	CV
5	1811,48	0,00852	952,593	3,06	0,0053	CV
4	1861,84	0,00802	1127,61	3,06	0,00432	CV
3	1891,96	0,00671	1246,27	3,06	0,00333	CV
2	1961,38	0,00417	1313,74	3,06	0,00203	CV
1	1835,54	0,0004	1342,48	1,02	0,00054	CV

Conclusion : θ_x et θ_y sont inférieure à 0,1 donc l'effet du 2° ordre est négligeable.

j) Vérification vis-à-vis du renversement : (Art.5.5: RPA 99/ V2003)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et de glissement, pour que notre structure stable au renversement il faut que :

$$\frac{M_{Stabilisateur}}{M_{Renversement}} \geq 1,5$$

- Le moment de renversement M_r qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.
- Le moment de résistant ou de stabilité M_s sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. (Art 4.4 RPA99/V 2003)

Tableau IV.16. Moment de renversement

Story	h (m)	sens xx		sens yy	
		F_x (KN)	M_{ren} (KN.m)	F_y (KN)	M_{ren} (KN.m)
7	19,38	364,360554	7061,30754	378,631096	7337,87065
6	16,32	282,896322	4616,86797	293,976237	4797,69219
5	13,26	233,2128426	3092,40229	242,346855	3213,5193
4	10,2	184,3817982	1880,69434	191,603294	1954,3536
3	7,14	131,154677	936,444394	136,29148	973,121167
2	4,08	77,69558055	316,997969	80,738605	329,413508
1	1,02	18,17765207	18,5412051	18,8895978	19,2673898
		la somme	17923,2557		18625,2378

✓ Calcul de Bras de Levier du niveau i :

Les coordonnées du centre de masse : $(X_G ; Y_G) = (9,05 ; 4,75)m$

$$b_x = L_x - X_G = 18,40 - 9,05 = \mathbf{9,35 \text{ m.}}$$

$$b_y = L_y - Y_G = 9,25 - 4,75 = \mathbf{4,50m.}$$

Tableau IV.17. Vérification de stabilisation

	W_t (KN)	b (m)	M_s (KN.m)	M_{ren} (KN.M)	M_s/M_{ren}	vérification
sens xx	13084,02079	9,35	122334,638	17923,2557	6,82546966	CV
sens yy	13084,02079	4,50	58917,6023	18625,2378	3,16332081	CV

Conclusion : L'ouvrage est donc stable au renversement, de plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

k) Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7.4.3.1 : RPA 99/ V2003) exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, La vérification de l'effort normal de compression de calcul est estimé par la condition suivante :

$$\nu \leq 0,3$$

N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau VI.18.Vérification de l'effort normal réduit

Etage	Section m²	f_{c28} KN	N_{rd} KN	ν	vérification
RDC ;1	0,2025	25000	1378,8528	0,27236599	CV
2	0,16	25000	770,73	0,1926825	CV
3	0,1225	25000	511,4937	0,16701835	CV
4 ;5	0,09	25000	323,9185	0,14396378	CV

CHAPITRE VII

CALCUL DES ÉLÉMENTS

RÉSISTANTS

Le ferrailage des éléments principaux c'est-à-dire les éléments intervenants dans la résistance et à la stabilité de notre ouvrage aux différentes actions. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (**CBA 93, BAEL91/99 et RPA99/V2003**).

VII.1. Ferrailage des poteaux

VII.1.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" en tête et à la base dans les deux sens. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Une section est soumis à la flexion composé peut se calculé comme :

- Une section en compression centré (CC).
- Une section entièrement tendue (ET).
- Une section entièrement comprimée (EC).
- Une section partiellement comprimée (PC).

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « **ELU** » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les deux situations durable et accidentelle.

Tableau VII.1. Valeur des paramètres de calcul dans les différentes situations

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

Tableau VII.2. Combinaisons des charges

Combinaisons	Selon BAEL91/99 (situation durable)		Selon RPA99/V2003 (situation accidentelle)
	ELU	1,35 G + 1,5 Q	G + Q ± E
	ELS	G + Q	0,8 G ± E

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas de sollicitation suivants :

1. $N_{\text{compression}}^{\text{max}}, \text{Max}(M_{2-2}^{\text{corr}}, M_{3-3}^{\text{corr}})$
2. $N_{\text{traction}}^{\text{max}}, \text{Max}(M_{2-2}^{\text{corr}}, M_{3-3}^{\text{corr}})$
3. $\text{Max}(M_{2-2}^{\text{max}}, M_{3-3}^{\text{max}}), N^{\text{corr}}$

Chacun des trois cas de sollicitation donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

NB :

- ✓ comme la section de poteau est carrée donc on fait le ferrailage à partir de moment maximal entre M_{3-3} et M_{2-2} et on le généralise sur les quatre côtés de la section de poteau.
- ✓ L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable par ETABS, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3. Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux

		$N_{\text{compression}}^{\text{max}}$ kN	$N_{\text{traction}}^{\text{max}}$ KN	$\text{Max}(M_{2-2}^{\text{max}}, M_{3-3}^{\text{max}})$ kN.m
Poteau 45x45	Combinaison	G+Q+EYMin	0,8G+EYMax	G+Q+EXMax
	N (kN)	1387,50	-588,14	556,14
	Max(M_{2-2}^{corr}, M_{3-3}^{corr})	-34,51	30,52	113,14
Poteau 40x40	Combinaison	G+Q+EYMin	0,8G+EYMax	G+Q+EXMax
	N (kN)	779,40	-124,07	423,13
	Max(M_{2-2}^{corr}, M_{3-3}^{corr})	-17,25	12,44	78,81
Poteau 35x35	Combinaison	G+Q+EYMin	0,8G+EYMax	G+Q+EXMax
	N (kN)	519,92	- 66,72	302,60
	Max(M_{2-2}^{corr}, M_{3-3}^{corr})	-40,72	7,39	61,27
Poteau 30x30	Combinaison	ELU	G+Q+EXMax	G+Q+EYMax
	N (kN)	339,40	- 69,47	88,42
	Max(M_{2-2}^{corr}, M_{3-3}^{corr})	-4,84	6,61	38,42

VII.1.2. Recommandations selon RPA99/V2003 :

a) Armatures longitudinales : article 7.4.2

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0,8 % de la section du poteau en zone (**IIa**)
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % de la section du poteau en zone courante.
 - 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est $l_r = 40\phi$ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs sont données dans la figure suivante :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right) \text{ Art 7.4.2.1}$$

$$l = 2h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

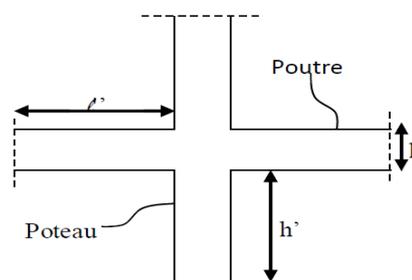


Figure VII.1 : Zone nodale (nœud poutre-poteaux)

b) Armatures transversales : Article 7.4.2.2

- les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant. Il est pris égal

$$2,5 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$3,75 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5$$

t : est l'espacement des armatures transversales, cet espacement est fixé comme suit pour la zone **IIa** :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_1, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_1$

Où : ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{tb_1}$ en % est donnée comme suit :

$$0,3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0,8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a}, \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

l_f : la longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10\phi_t$.

VII.1.3. Recommandations selon BAEL91/99 :

- Pour une section entièrement comprimée**

$$A_{\min} = \text{Max} \left(4 \times \text{Périmètre (m)} ; \frac{2 \times B}{100} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \frac{5 \times B}{100}$$

Avec :

B : section du béton = b h

- **Pour une section partiellement comprimée**

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

- **Pour une section entièrement tendue**

$$A_{smin} = \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

VII.1.4. Procédure de calcul des armatures longitudinales

Avant d'entamer les calculs on doit vérifier tout d'abord si notre section travaille à la compression centré ou à la flexion composée :

Pour que la section travail à la compression centré il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$e_0 = \frac{M}{N} < \frac{b}{12}$$

Si la condition précédente est vérifiée on fait le ferrailage de poteau à la compression centré

$$\text{donc } A_s \geq \left[\frac{N}{\alpha} - \beta_r \frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Telle que :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h}$$

Et :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\beta_r = (h - 2)(b - 2)$$

Avec :

$$A_{min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 4 \times \text{périmètre} \\ \frac{0,2B}{100} \end{array} \right\}$$

$$A_{\max} = \frac{5B}{100}$$

Si non la section travail à la flexion composée.

Calcul en flexion composée

Pour que la section effectivement travail à la flexion composée et la méthode forfaitaire est applicable il faut que la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left\{ \frac{20e_0}{h}; 15 \text{ cm} \right\}$$

Si la section effectivement travail à la flexion composée le ferrailage se fait à partir des sollicitations ultimes suivantes :

N : effort normal de la section.

M = $N e_T$ moment corrigé de la section.

Avec :

$$e_T = e_0 + e_a + e_2$$

e_T : Excentricité totale de la section.

e_0 : Excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution)

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right\}$$

e_2 : Excentricité due aux effets de second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi)$$

Avec :

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi – permanente, au moment total du premier ordre, ces moment étant pris avant application des coefficient γ .

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right)$$

ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égale à 2.

Pour le calcul de ferrailage à la flexion composée la 1^{ère} question à laquelle il faut répondre la section est-elle entièrement comprimée ou tendue ou partiellement comprimé/tendue.

1. **La section est entièrement tendue** lorsque l’effort normal est un effort de traction et le centre de pression est entre les armatures.

$$A_1 = \text{Max} \left\{ \frac{N_u e_{a2}}{(d - C_1) \sigma_{10}}; \frac{N e_{a2}}{(d - C_1) \bar{\sigma}_s}; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_2 = \text{Max} \left\{ \frac{N_u e_{a1}}{(d - C_1) \sigma_{10}}; \frac{N e_{a1}}{(d - C_1) \bar{\sigma}_s}; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right\}$$

N_u : Effort de traction à ELU.

N : Effort de traction à ELS.

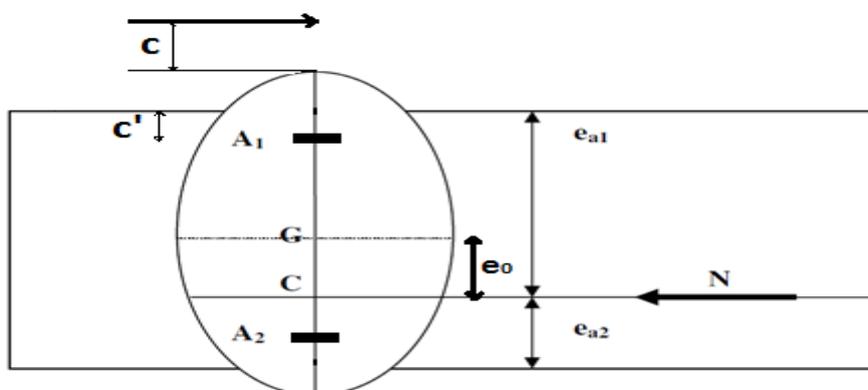


Figure VII.2. Les excentricités d’une section en flexion composée.

✓ La condition de non fragilité :

$$A_{\text{CNF}} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e}$$

2. **La section est entièrement comprimée** lorsque l'effort normal est un effort de compression et le centre de pression est entre les armatures.

$$EtN(d - C') - M_1 > \left(0,337 - \frac{0,81C'}{h}\right) bh^2\bar{\sigma}_b$$

Dans ce cas on doit vérifier la condition suivante :

$$N(d - C') - M_1 < (0,5h - C')bh\bar{\sigma}_b$$

Si la condition précédant est vérifiée donc :

$$A_2 = 0$$

$$EtA_1 = \frac{N - \psi bh\bar{\sigma}_b}{\sigma_{1s}}$$

$$\text{Avec: } \psi = \frac{0,357 + \frac{N(d-C')-M_1}{bh^2\bar{\sigma}_b}}{0,857 - \frac{C_1}{h}}$$

Et :

$$\sigma_{1s} = f(\xi_{1s}) \text{ à partir du diagramme de déformation de l'acier}$$

Telle que :

$$\xi_{1s} = \left[2 + \left(3,437 - 8,019 \frac{C_1}{h}\right) \sqrt{1 - \psi}\right] 10^{-3}$$

Si non :

$$A_1 = \frac{M_1 - (d - 0,5h)\bar{\sigma}_{bc}bh}{\sigma_2(d - C_1)}$$

$$A_2 = \frac{N - \bar{\sigma}_{bc}bh}{\sigma_2} - A_1$$

✓ La section d'armature minimale :

$$A_{min} \geq 4 \times \text{lepérimètrédelasectionenmètre}$$

Calcul à l'ELS :

A priori, si $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} < \frac{h}{6}$ il y'a de forte chance que la section soit entièrement comprimée, sinon on refaire le calcul en considèrent la section partiellement comprimée.

La section est effectivement entièrement comprimée à l'ELS si :

$$\sigma_{sup} > 0 \quad \text{et} \quad \sigma_{inf} > 0$$

Et on vérifiée que :

$$\text{Max} (\sigma_{bc,sup}; \sigma_{bc,inf}) < \bar{\sigma}_b$$

Telle que :

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I}$$

$$\text{Avec : } e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

S : L'aire de la section homogène :

$$S = bh + 15(A_1 + A_2)$$

X_G : La position de l'axe neutre :

$$X_G = 15 \frac{A_1 \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_2 \left(d - \frac{h}{2} \right)}{bh + 15(A_1 + A_2)}$$

I : L'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A_1 \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_2 \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

3. La section est partiellement comprimée/tendue à l'ELU

lorsque :

- Le centre de pression est à l'extérieure de segment formée par les armatures et l'effort normal est un effort de compression/traction.
- Le centre de pression se trouve entre les armatures et l'effort normal est un effort de compression et la condition suivante est vérifiée :

$$N(d - C') - M_1 \leq \left(0,337 - \frac{0,81C'}{h} \right) bh^2 \bar{\sigma}_b$$

Dans ce cas le calcul se fait à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_1) qui égale à :

$$M_1 = M_u \pm N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

Et :
$$\mu = \frac{M_1}{bd^2 f_{bc}}$$

On constate trois cas :

- a) Si $\mu < \mu_l$ donc la section sera armée par des armatures tendues :

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = 0$$

$$A_2 = A_s \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

- b) Si $\mu_l < \mu < 0,667$ donc la section sera armée par des armatures comprimées et des

armaturestendues :
$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

$$A'_s = \beta'_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = A'_s$$

$$A_2 = A_s \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

c) Si $\mu > 0,667$ dans ce cas les calculs conduisent généralement à des sections d'armatures qu'il est très difficile de placer dans la section de béton qui est ainsi trop petit pour supporter correctement le moment de flexion, il est donc beaucoup plus judicieux d'augmenter la section de béton pour que le moment réduit devienne inférieur à 0,667.

✓ La condition de non fragilité :

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

Calcul à l'ELS :

On considère que la section est partiellement comprimée à priori si $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \frac{h}{6}$

Si $\sigma_s \geq 0$ la section est effectivement partiellement comprimée à l'ELS donc on fait les vérifications comme une section en flexion simple avec :

$$M_{ser} = N_{ser} \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

✓ La condition de non fragilité :

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

VII.1.5.Exemple de Calcul

- **Les armatures longitudinales**

On considère comme exemple de ferrailage détaillé de poteau (45x45) dont les paramètres suivants :

Tableau VII.4. Sollicitations et Paramètres de poteau pour l'exemple de calcul

Section	N (kN)	M (KN.m)	C (cm)	d (cm)
45x45	1387,50	34,51	2	43

- Vérification de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{34,51}{1387,50} = 0,025m < \frac{b}{12} = \frac{0,45}{12} = 0,038 m$$

La condition est vérifiée donc on fait le ferrailage de poteau à la compression centré

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h} = \frac{0,7 \times 4,08 \times \sqrt{12}}{0,45} = 8,98 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{8,98}{35}\right)^2} = 0,84$$

$$\beta_r = (h - 2)(b - 2) = (45 - 2)(45 - 2) = 1849 \text{ cm}^2 = 0,1849 \text{ m}^2$$

$$A_s \geq \left[\frac{1,38750}{0,84} - 0,1849 \frac{25}{0,9 \times 1,5} \right] \frac{1,15}{400} = -5,09 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = -5,09 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc on prend pour la section d'armature la section minimale imposée par le **BAEL91/99** :

$$A_{min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 4 \times \text{périmètre} = 7,2 \text{ cm}^2 \\ \frac{0,2B}{100} = 4,05 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} = 7,2 \text{ cm}^2$$

La section maximal : $A_{max} \leq \frac{5B}{100} = \frac{5(45 \times 45)}{100} = 101,25 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage minimal selon **RPA99/V2003** pour la zone sismique **II-a** :

$$A_{min,RPA} = 0,8\%B = 16,2 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal selon **RPA99/V2003** pour la zone sismique **II-a** :

$$A_{max,RPA} = 3\%B = 60,75 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante}$$

$$A_{max,RPA} = 6\%B = 121,5 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement}$$

- **Les armatures transversales :**

Le ferrailage transversal se fera selon l'article **7.4.2.2** des règles **RPA99/V2003**, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$$

$$V_u = 61,99 \text{ KN}$$

Détermination de ρ_a : on doit calculer tout d'abord λ_g

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7 \times 4,08}{0,45} = 6,34 > 5 \text{ donc } \rho_a = 2,5$$

Détermination des espacements des cadres :

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l ; 15 \text{ cm}) \rightarrow$ donc on adopte **t=8 cm**
- Dans la zone courante : $t \leq \text{Min}(10\phi_l ; 15 \text{ cm}) \rightarrow$ donc on adopte **t=12 cm**

➤ **Calcul A_{t_1}**

Zone nodale :

$$A_t = \frac{t \rho_a V_u}{h_1 f_e} = \frac{0,08 \times 2,5 \times 0,06199}{0,45 \times 400} = 6,88 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{4HA8}$$

Ferrailage minimal :

$$\lambda_g = 6,34 > 5 \rightarrow \frac{A_t}{tb_1} = \frac{2,01}{8 \times 45} = 0,55 \% > 0,3 \% \dots \dots \text{C.V}$$

Zone courante :

$$A_t = \frac{t \rho_a V_u}{h_1 f_e} = \frac{0,12 \times 2,5 \times 0,06199}{0,45 \times 400} = 1,03 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{4HA8}$$

Ferrailage minimal :

$$\lambda_g = 6,34 > 5 \rightarrow \frac{A_t}{tb_1} = \frac{2,01}{12 \times 45} = 0,37 \% > 0,3 \% \dots \dots \text{C.V}$$

- ❖ Les résultats du ferrailage longitudinal pour tous les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.5. Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage longitudinal des poteaux

Poteau	Combinaison	N (kN)	M (kN.m)	e_0 (cm)	Nature	A_s (cm ²)	\hat{A}_s (cm ²)
45x45	G+Q+EYMin	1387,50	-34,51	2,5	CC	0,00	0,00
	0,8G+EYMax	-588,14	30,52	5,2	ET	9,21	5,49
	G+Q+EXMax	556,14	113,14	20,3	EC	0,29	0,00
40x40	G+Q+EYMin	779,40	-17,25	2,21	CC	0,00	0,00
	0,8G+EYMax	-124,07	12,44	10,03	ET	2,41	0,69
	G+Q+EXMax	423,13	78,81	18,63	EC	0,37	0,00
35x35	G+Q+EYMin	519,92	-40,72	7,83	EC	0,00	0,00
	0,8G+EYMax	-66,72	7,39	11,08	ET	1,43	0,24
	G+Q+EXMax	302,60	61,27	20,25	PC	1,27	0,00
30x30	ELU	339,40	-4,84	1,43	CC	0,00	0,00
	G+Q+EXMax	-69,47	6,61	9,51	ET	1,5	0,23
	G+Q+EYMax	88,42	38,42	43,45	PC	2,5	0,00

CC : compression centré ; ET : entièrement tendue ; PC : partiellement comprimé.

Pour cause de changement de sens de direction de séisme, on généralise le ferrailage le plus défavorable sur tous les cotes de poteau avec pris en considération de la condition de non fragilité et la section minimal d'armature imposée par le BAEL et le RPA, les résultats de choix de ferrailage sont résumer dans le tableau suivant :

Tableau VII.6. Choix de ferrailage longitudinal pour les poteaux

Poteau	A_{scal} Cm²	$A_{min RPA}$ Cm²	A_{CNF} Cm²	Choix des barres	$A_{s,ado}$ Cm²	Observation
45x45	9,21	16,2	2,33	8HA20	25,13	$A_{s,ado} > A_{min}$
40x40	2,41	12,8	1,83	8HA16	16,08	$A_{s,ado} > A_{min}$
35x35	1,43	9,8	1,39	8T14	12,32	$A_{s,ado} > A_{min}$
30x30	2,5	7,2	1,01	8T12	9,05	$A_{s,ado} > A_{min}$

✓ **Vérification de pourcentage maximal d'armature :**

Pour éviter l'éclatement de béton on réalise le recouvrement des deux nappes d'armature de la même face de poteau dans des zones décalés, et on fait la vérification de pourcentage maximal d'armature, les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant

Tableau VII.7. Vérification de pourcentage maximal des armatures dans les poteaux

Poteau	$A_{s,adop,ZC}$ cm²	$A_{maxRPA;ZC}$ cm²	Obs	$A_{s,adop,ZR}$ cm²	$A_{maxRPA;ZR}$ cm²	Obs
45x45	25,13	60,75	$A_{s,ado} < A_{max}$	25,13	121,5	$A_{s,ado} < A_{max}$
40x40	16,08	48	$A_{s,ado} < A_{max}$	16,08	96	$A_{s,ado} < A_{max}$
35x35	12,32	36,75	$A_{s,ado} < A_{max}$	12,32	73,5	$A_{s,ado} < A_{max}$
30x30	9,05	27	$A_{s,ado} < A_{max}$	9,05	54	$A_{s,ado} < A_{max}$

✓ **Longueur de recouvrement : RPA99/V2003 art (7.4.2.1)**

Selon la zone sismique IIa, la longueur minimale de recouvrement est donnée par $L_r = 40\emptyset$

Tableau VII.8. La longueur de recouvrement

	T12	T14	T16	T20
L_r (cm)	48	56	64	80

⇒ **Vérification des poteaux à l'ELU :**

Exemple de vérification :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après BAEL91/99 (A.5.1, 211)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\gamma_b = 1,15 (\text{Situation Accidentelle})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{0,06199}{0,45 \times 0,43} = 0,32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \text{Min}(4,35; 5 \text{ MPa}) = 4,35 \text{ MPa} \dots \text{C.V}$$

Vérification de la contrainte tangentielle :

D'après RPA99/V2003 (7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = 0,075 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,04 \quad \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \frac{l_f}{b}$$

$$\lambda_g = \frac{0,7 \times 3,06}{0,45} = 4,76 > 5 \text{ donc } \rho_d = 0,075$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} = \frac{0,06199}{0,45 \times 0,43} = 0,32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28} = 1,88 \text{ MPa} \dots \text{C.V}$$

Vérification de la contrainte d'adhérence : BAEL91/99 (Art A.6.1, 3)

$$\tau_{su} = \frac{v_u}{0,9 d \Sigma U_i} < \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{0,06199}{0,9 \times 0,43 \times 0,5024} = 0,34 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{su} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPA} \dots \text{C.V}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = (8 \times 3,14 \times 20) = 502,4 \text{ mm} = 0,5024 \text{ m}$$

Tableau VII.9. Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU

Poteau	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	$\sum U_i$ (mm)	τ_{su} (MPa)	$\bar{\tau}_{su}$ (MPa)	OBS
45x45	61,99	0,32	4,35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	502,4	0,34	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
40x40	47,70	0,31	4,35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	401,92	0,37	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
35x35	41,81	0,36	4,35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	351,68	0,42	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
30x30	27,91	0,33	4,35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	301,44	0,38	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

Tableau VII.10. Vérification des contraintes tangentielles

Poteau	l_f (m)	λ_g	ρ_d	V (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS
45x45	2,86	6,35	0,075	61,99	0,32	1,88	Vérifier
40x40	2,14	5,35	0,075	47,70	0,31	1,88	Vérifier
35x35	2,14	5,11	0,075	41,81	0,36	1,88	Vérifier
30x30	2,14	7,13	0,075	27,91	0,33	1,88	Vérifier

⇒ **Vérification à L'ELS :**

Pour une section entièrement comprimée la vérification à l'ELS s'effectue comme suit :

a) Calcul de l'aire de la section homogène :

$$S = bh + 15(A_1 + A_2)$$

b) Calcul de la position de l'axe neutre :

$$X_G = 15 \frac{A_1 \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_2 \left(d - \frac{h}{2} \right)}{bh + 15(A_1 + A_2)}$$

c) Calcul de l'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A_1 \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_2 \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

d) Calcul des contraintes dans le béton :

Donc les contraintes dans la fibre inférieure et supérieure de béton sont :

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I}$$

Avec : $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$

Pour les poteaux la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc la seule vérification à faire est la contrainte du béton :

$$\sigma_{inf} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} ; \quad \sigma_{sup} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

On fait les vérifications avec les deux combinaisons les plus défavorable

$(N_{ser,max}; M_{ser,corr})$ et $(M_{ser,max}; N_{corr})$, on distingue que la sollicitation la plus défavorable est de $(N_{ser,max}; M_{ser,corr})$, les résultats obtenue sont résumer dans le tableau suivant :

Tableau VII.11. Les résultats de vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS.

	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	e_{ser} cm	nature	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
45x45	501,15	7,63	1,52	EC	1,05	3,4	15	CV
40x40	904,50	1,19	0,13	EC	2,77	7,04	15	CV
35x35	372,77	6,08	1,63	EC	1,2	4,34	15	CV
30x30	247,45	3,52	1,42	EC	1,05	3,94	15	CV

- ✓ **Etat limite de déformation :** Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).
- ✓ **Vérification au flambement :**

Tableau VII.12. Vérification de flambement des poteaux

Section	L (m)	l _f (m)	I _{xx} =I _{yy} (m ⁴)	B (m ²)	I (m)	λ	λ ≤ 50
45x45	4,08	2,86	3,42x10 ⁻³	0,2025	0,13	22	CV
40x40	3,06	2,14	2,13x10 ⁻³	0,16	0,12	17,83	CV
35x35	3,06	2,14	1,25x10 ⁻³	0,1225	0,10	21,4	CV
30x30	3,06	2,14	6,75x10 ⁻⁴	0,09	0,09	23,77	CV

- **Ferrailage transversale**

Tableau VII.13. Tableau récapitulatif des armatures transversales

Poteau	V _u (KN)	S _{t;Zn} (cm)	S _{t;Zc} (cm)	λ _g	ρ _a	A _{t,Zn} (cm ²)	A _{t,Zc} (cm ²)	Choix	A _s adopté (cm ²)
45x45	61,99	8	12	6,34	2,5	0,68	1,03	4HA8	2,01
40x40	47,70	8	12	5,35	2,5	0,59	0,89	4HA8	2,01
35x35	41,81	8	12	6,12	2,5	0,59	0,89	4HA8	2,01
30x30	27,91	8	12	7,14	2,5	0,46	0,69	4HA8	2,01

VII.1.6. Schémas des ferrillages des poteaux

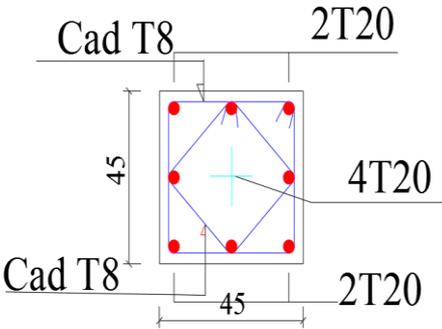
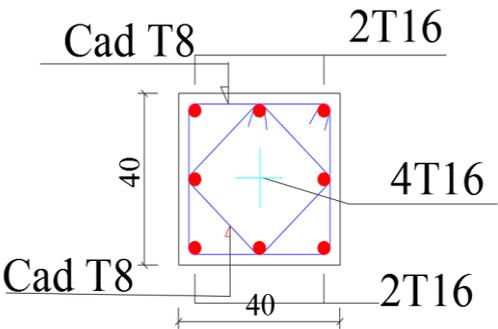
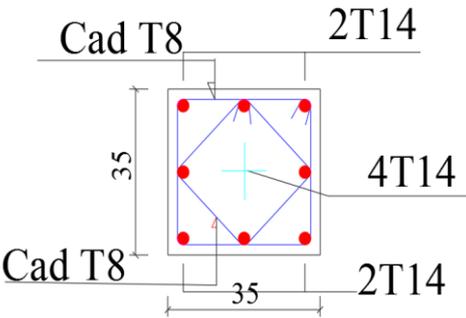
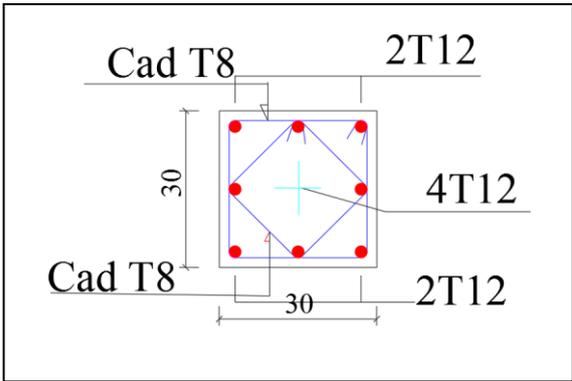
<p>Poteau (45x45)</p>	<p>Poteau (40x40)</p>
	
<p>8T20</p>	<p>8 T16</p>
<p>Poteau (35x35)</p>	<p>Poteau (30x30)</p>
	
<p>8T14</p>	<p>8T12</p>

Figure VII.3. Schéma de ferrillage des poteaux

VII.2. Ferrailage des poutres

VII.2.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables

⇒ **Les combinaisons de calcul :**

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL91/99} \\ \text{Selon le RPA99/V2003} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

VII.2.2. Recommandations du RPA99/V2003 :

a) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
4% en zone courante.
6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b) Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est de :
 $A_t = 0,003.b.S_t$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi_1\right) \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante.}$$

Avec :

ϕ_1 : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

VII.2.3. Exemple de calcul

VII.2.3.1. Calcul des armatures longitudinales :

a) Ferrailage en travée

Le calcul de ferrailage en travée se fait sous la combinaison fondamentale (1,35G+1,5Q)

$$M_u = 89,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 65,50 \text{ KN.m}$$

$$U_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{89,57 \times 10^{-3}}{0,3 (0,36)^2 \times 14,17} = 0,1626 < \mu_1 = 0,392$$

Pas d'armatures comprimées : $A_s = 0$

-Calcul de β_u :

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1626} = 0,1785$$

$$A_{st} = \beta_u \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}} = 0,1785 \times 0,3 \times 0,36 \times \frac{14,17}{348} = 9,53 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 7,85 \text{ cm}^2$$

b) Ferrailage sur appuis

Le calcul de ferrailage en appuis se fait sous la combinaison accidentelle

$$M_{max} = 118,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{min} = 88,51 \text{ KN.m}$$

- Appui supérieur

$$U_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{118,01 \times 10^{-3}}{0,3 (0,36)^2 \times 21,74} = 0,1396 < \mu_l = 0,392$$

Pas d'armatures comprimées : $A_s = 0$

-Calcul de β_u :

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1396} = 0,151$$

$$A_{st} = \beta_u \times b \times d \times \frac{F_{bc}}{\sigma_{su}} = 0,151 \times 0,3 \times 0,36 \times \frac{21,74}{348} = 10,19 \text{ cm}^2$$

- Appui inférieur

$$U_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{88,51 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,36)^2 \times 21,74} = 0,1047 < \mu_l = 0,392$$

Pas d'armatures comprimées : $A_s = 0$

-Calcul de β_u :

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1047} = 0,1109$$

$$A_{st} = \beta_u \times b \times d \times \frac{F_{bc}}{\sigma_{su}} = 0,1109 \times 0,3 \times 0,36 \times \frac{21,74}{348} = 7,47 \text{ cm}^2$$

c) Conclusion des résultats trouvés

En travée : $A_s = 7,85 \text{ cm}^2$

Sur appui supérieur : $A_s = 10,19 \text{ cm}^2$

Sur appui inférieur : $A_s = 7,47 \text{ cm}^2$

d) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 300 \times 360 \times \frac{2,1}{400} = 130,41 \text{ mm}^2 = 1,3 \text{ cm}^2$$

e) Pourcentage exigé par RPA99/V 2003 (Art 7.5.2.1)

$$A_s \text{ RPA min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ RPA max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante)}$$

$$A_s \text{ RPA max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (Zone recouvrement)}$$

f) Vérification à L'ELU :

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

- En appui

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{107,39 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = 0,99 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,99 < \bar{\tau}_u = 3,33 \dots \text{CV}$$

- En travée

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{182,61 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = 1,006 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 1,006 < \bar{\tau}_u = 3,33 \dots \text{CV}$$

- Vérification de la contrainte d'adhérence

-En travée

$$\tau_{su} = \frac{108,70 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,36 [(3,14 \times 3 \times 0,016) + (3,14 \times 2 \times 0,014)]} = 1,41 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_{su} = \varphi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{su} = 1,69 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{su} = 3,15 \text{ MPA} \dots \text{CV}$$

- En appui

$$\tau_{su} = \frac{107,39 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,36 [(3,14 \times 3 \times 0,014) + (3,14 \times 3 \times 0,016)]} = 1,17 \text{ MPA}$$

$$\tau_{su} = 1,17 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{su} = 3,15 \text{ MPA} \dots \text{CV}$$

g) Vérification à ELS

➤ **Vérification de contrainte**

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPA}$$

Avec :

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 + 15 A'_s (y - C')^2$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d A_s + C' A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$Y = \frac{15 \times 10,65}{30} \left[\sqrt{1 + \frac{(30 \times 36 \times 10,65)}{7,5 \times (10,65)^2}} - 1 \right] = 14,96 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \times 10,65 (36 - 14,96)^2 = 104199,077 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 9,41 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA} \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{450} = 0,088 > 0,0625 \dots \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{9,11}{30 \times 36} = 0,0084 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{10} \times \frac{M_{\text{ser, travée}}}{10 M_{0, \text{ser}}} \rightarrow \frac{40}{450} = 0,088 > \frac{31,49}{10 \times 65,50} = 0,048 \dots \text{CV}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

VII.2.3.2. Calcul des armatures transversales

a) Selon le **BAEL91/99** :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{0,4b \cdot S_t}{f_e}$

b : largeur de la poutre ;

S_t : l'espacement des armatures transversales

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

On adopte les espacements suivants : $S_t = 20 \text{ cm}$

Donc : $A_t \geq 0,4 \times 0,3 \times 0,20 / 400 \Rightarrow A_t \geq 0,6 \text{ cm}^2$

Diamètre des armatures d'âme

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{l \text{ min}} \right\} = 1,14 \text{ cm} \quad . \text{ Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm}.$$

b) Selon le **RPA99/V2003** :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$

L'espacement maximal :

- En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4 ; 12 \phi_L)$; On adopte $S_t = 10\text{cm}$

- En zone courante : $S_t \leq h/2$; On adopte $S_t = 15\text{cm}$

On aura alors :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,35\text{cm}^2 > 0,6 \text{ cm}^2$$

$$S_t (\text{adopté}) = \text{Min} \{ S_{B.A.E.L.}, S_{I.R.P.A} \}$$

→ En zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$

→ En zone courante : $S_t = 15\text{cm}$

Le choix des barres est le suivant : **4Ø8** : $A_t = 2,01\text{cm}^2$

➤ **Recouvrement de la zone nodale** : $L' = 2 \times h$

Poutre principale : $L' = 2h = 2 \times 0,4 = 0,8 \text{ m}$

Poutre secondaire : $L' = 2h = 2 \times 0,35 = 0,7 \text{ m}$

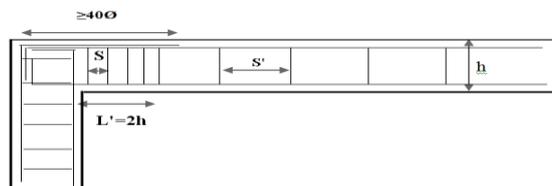


Figure VII.4 : Recouvrement de la zone nodale

Tableau VII.14. La longueur minimale de recouvrement.

Diamètre Ø (mm)	Longueur L (cm) = 40 Ø
Ø12	48
Ø14	56
Ø16	64

Tableau VII.15. Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres

		M (KN.m)	A_s (cm²)	A_s min (cm²)	A_s min RPA (cm²)	A_{adopté} (cm²)	Choix des barres
PP (30x40)	Travée	89,57	7,85	1,3	6	9,11	3HA16+2HA14
	Appui sup	118,01	10,19	1,3	6	10,65	3HA16+3HA14
	Appui inf	88,51	7,56	1,3	6	9,11	3HA16+2HA14
PS (30x35)	Travée	37,46	3,59	1,14	5,25	4,62	3HA14
	Appui sup	87,47	8,63	1,14	5,25	9,24	3HA14+3HA14
	Appui inf	63,61	6,13	1,14	5,25	6,88	3HA14+2HA12

Tableau VII.16. Tableau récapitulatif de vérification de contrainte de cisaillement des Poutres.

Section	Localisation	Contrainte de cisaillement			
		V_u(KN)	τ_u(MPA)	τ_u^{bar}(MPA)	OBS
P.P	Sur travée	108,70	1,006	3,33	τ _u < τ _u ^{bar}
	Appui	107,39	0,99	3,33	τ _u < τ _u ^{bar}
P.S	Travée	182,61	1,93	3,33	τ _u < τ _u ^{bar}
	Appui	184,85	1,95	3,33	τ _u < τ _u ^{bar}

Tableau VII.17.Vérification de contrainte d'adhérence des poutres.

Section	Localisation	Contrainte d'adhérence			
		ΣU_i (m)	τ_{Su} (MPA)	$\overline{\tau_{Su}}$ (MPA)	OBS
P.P	Travée	0,239	1,40	3,15	$\tau_{Su} < \overline{\tau_{Su}}$
	Appui	0,283	1,39	3,15	$\tau_{Su} < \overline{\tau_{Su}}$
P.S	Travée	0,264	2,43	3,15	$\tau_{Su} < \overline{\tau_{Su}}$
	Appui	0,264	2,49	3,15	$\tau_{Su} < \overline{\tau_{Su}}$

Tableau VII.18.Vérification de contrainte dans le béton des Poutres à l'ELS.

Section	Localisation	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPA	$\overline{\sigma_{bc}}$ MPA	OBS
P.P	En Travée	31,49	14,12	93570,72	4,75	15	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
	Sur appui	65,50	14,96	104199,07	9,40	15	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
P.S	En Travée	18,10	9,97	42033,65	4,29	15	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
	Sur appui	27,29	13,05	69404,24	5,13	15	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

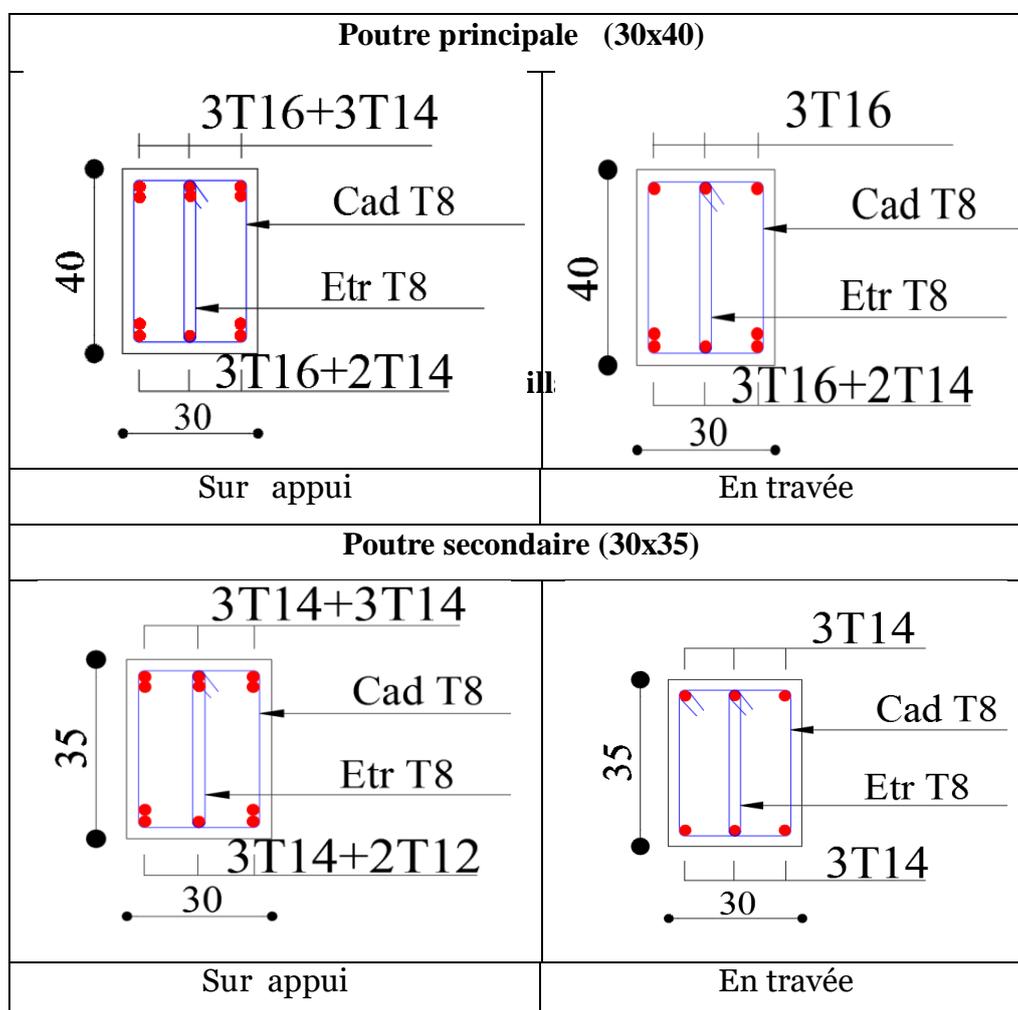
Tableau VII.19.Vérification de la flèche.

Poutre	Condition 1	Condition 2	Condition 3	OBS
P.P	0,083 > 0,0625	0,0084 ≤ 0,0105	0,083 ≥ 0,048	C.V
P.S	0,093 > 0,0625	0,0063 ≤ 0,0105	0,093 ≥ 0,066	C.V

Tableau VII.20. Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales des poutres.

Section	Espacement		Armature transversales		
	Zone courante	Zone nodale	$A_t(\text{cm}^2)$	Choix	$A_t.\text{adopté}$
Poutre principale	15	10	1,35	4Ø8	2,01
Poutre secondaire	15	10	1,35	4Ø8	2,01

VII.2.4. Schémas des ferrailrages des poutres



VII.5. Ferrailage des voiles

VII.5.1. Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement **BAEL91/99** et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien **RPA99/V2003** Sous l'action des forces horizontales dues aux séismes et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Pour faire face à ses sollicitations on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Notre ouvrage comprend deux (2) types de voiles (type 1 L = 2m et type deux L = 1 m), que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

- **Zone I** : RDC + 1ère étage .
- **Zone II**: 2ème étage .
- **Zone III** : 3ème étage.
- **Zone IV** :4ème, 5ème étage.

VII.5.2. Recommandations du RPA99/V2003 :

a. Armatures verticales :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le **RPA99/V2003**

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

b. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

c. Armatures transversales :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

e : épaisseur du voile

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
- **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

d. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec } T = 1,4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e. Armatures de potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

VII.5.3. Combinaisons de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL91/99} \\ \text{Situation durable} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\begin{array}{l} \text{Selon le RPA99/2003} \\ \text{Situation accidentelle} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

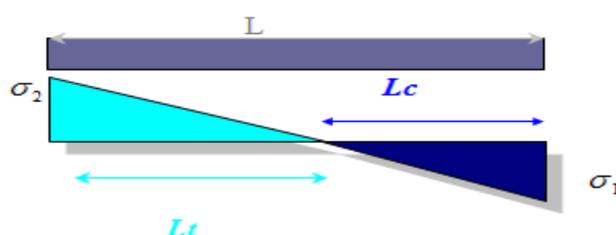
VII.5.4. Calcul du ferrailage des voiles :

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon **RPA99/V2003** sous les sollicitations suivantes :

1. $N_{\text{compression}}^{\text{max}}, M_{\text{corr}}$
2. $N_{\text{traction}}^{\text{max}}, M_{\text{corr}}$
3. $M_{\text{max}}, N_{\text{corr}}$

VII.5.4.1. Présentation de la méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)



$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

Avec:

Figure VII.6 : Contraintes des voiles.

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

B : section du voile,

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

NB : L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e$$

L_c : longueur de la section comprimée.

$$L_c = L$$

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e}$$

F : volume de contrainte

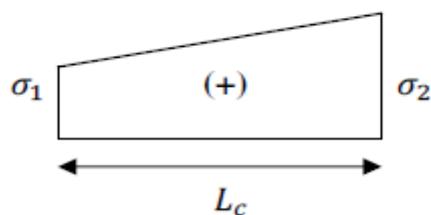


Figure VII.7 :Section entièrement comprimée.

2^{ème} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

L_T : longueur de la section tendue.

$$L_T = L$$

$$A_v = F/f_e$$

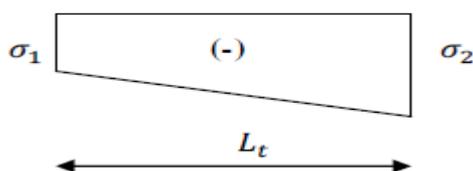


Figure VII.8 :Section entièrement tendu.

3^{ème} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F/f_e$$

- Si $A_v < A_{\min}$, on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

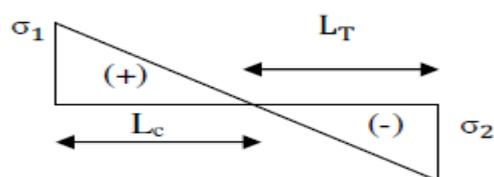


Figure VII.9 : Section partiellement comprimée.

VII.5.4.2. Exemple de calcul :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile (Type1; Zone I) de ($L = 1\text{m}$;
 $e = 0,20\text{ m}$)

➤ Détermination des sollicitations :

$$N = -104,98 \text{ KN}$$

$$M = 150,33 \text{ KN.m}$$

$$V = 114,95 \text{ KN}$$

$$B = L \times e = 0,2 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = \frac{0,2 \times 1^3}{12} = 0,0167 \text{ cm}$$

$$V = \frac{L}{2} = 0,5 \text{ m}$$

D'où

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{-104,98}{0,2} + \frac{-150,33 \times 0,5}{0,0167} = -5025,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{-104,98}{0,2} - \frac{-150,33 \times 0,5}{0,0167} = 3975,10 \text{ kN/m}$$

⇒ la section du voile est partiellement comprimée

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$L_T = \frac{3975,10}{5025,80 + 3975,10} 1$$

$$L_T = 0,44 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$F = \frac{3975,10}{2} \times 0,2 \times 0,44$$

$$F = 174,90 \text{ KN}$$

➤ **Armature verticale :**

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{174,90 \cdot 1000}{400 \cdot 100} = 4,37 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature minimale :** $A_{\min} = \max\left(0,2\% e L_T, \frac{B f_{t28}}{f_e}\right)$

e : épaisseur du voile.

L_T : longueur de la section tendue.

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0,2 \cdot 20,44}{100}, \frac{0,2 \cdot 10000 \cdot 2,1}{400}\right)$$

$$A_{\min} = \max(1,76 ; 10,5) = 10,5 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4V}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 114,95 \times 10}{400} = 4,43 \text{ cm}^2$$

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avons pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

Le ferrailage adopté:

En zone d'about : **Soit 4HA16** ($A_s=8,04 \text{ cm}^2$)

En zone courante : **Soit 3HA20** ($A_s=6,03 \text{ cm}^2$)

Donc A_s adopté : $A_s=14,07 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement**

En zone courante : $S_t \leq \min(1,5e; 30) = 30 \text{ cm}$ Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

En zone d'about : $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$

➤ **Armatures horizontales :**

➤ **Armatures horizontales**

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{4,37}{4} = 1,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{HRPA} = 0,15\% B = 0,15 \frac{20 \cdot 100}{100} = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_H = \max\left(\frac{A_v}{4}, A_H \text{RPA}\right) = 3\text{cm}^2$$

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : $4\phi 8$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

▪ **Selon le RPA99 :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1,4V}{e, d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5\text{MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 114,95 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,9 \times 1} = 0,89 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 5\text{Mpa}$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ condition vérifiée

▪ **Selon le BAEL :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{e, d} = \frac{114,95 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,9 \times 1} = 0,64\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{564,82 \times 10^{-3}}{(0,2 \times 1) + (15 \times 0,1407)} = 0,24 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ condition vérifiée

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après :

Tableau VII.21.Ferrailage verticale du voile type 1.

sollicitations	N kN	M kN.m	σ_1 kN/m ²	σ_2 kN/m ²	Nature	L _c m	L _T m	F kN	Av cm ²
N ^{min}	-104,98	-150,33	-5025,80	3975,10	SPC	0,56	0,44	174,90	4,37
N ^{max}	103,93	149,57	4997,80	-3958,50	SPC	0,56	0,44	174,17	4,35
M ^{max}	102,40	168,21	5548,22	-4524,23	SPC	0,55	0,45	199,07	4,98
N ^{min}	-86,04	-115,79	-3896,97	3036,57	SPC	0,572	0,438	133,00	3,33
N ^{max}	85,81	115,43	3885,04	-3026,94	SPC	0,572	0,438	132,58	3,31
M ^{max}	85,81	115,43	3885,04	-3026,94	SPC	0,572	0,438	132,58	3,31
N ^{min}	-100,30	-115,60	-3962,58	2959,58	SPC	0,572	0,428	126,67	3,17
N ^{max}	99,91	114,92	3940,27	-2941,17	SPC	0,573	0,427	125,58	3,13
M ^{max}	99,91	114,92	3940,27	-2941,17	SPC	0,573	0,427	125,58	3,13
N ^{min}	-71,49	-74,43	-2585,90	1870,10	SPC	0,581	0,419	78,36	1,96
N ^{max}	70,48	73,68	2558,39	-1853,58	SPC	0,58	0,42	77,85	1,95
M ^{max}	70,48	73,68	2558,39	-1853,58	SPC	0,58	0,42	77,85	1,95

NB : Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{max} ; N^{min} ; M^{max}.

Tableau VII.22.Choix des barres verticale du voile type 01.

Choix des barres / nappe												
Zone	Av cm ²	Avj cm ²	A _{min} cm ²	A _{adop} cm ²	Zone courant	St cm	Zone D'about	St cm	A _H cm ²	A _{Hadop} cm ²	choix/ 1ml	St cm
1	4,98	4,43	10,5	14,07	3HA16	20	4HA16	10	3	3,93	5HA10	20
2	3,33	3,31	10,5	14,07	3HA16	20	4HA16	10	3	3,93	5HA10	20
3	3,17	3,86	10,5	12,65	3HA14	20	4HA16	10	3	3,93	5HA10	20
4	1,96	2,75	10,5	12,65	3HA14	20	4HA16	10	3	3,93	5HA10	20

Tableau VII.23 :Ferrailage verticale du voile type 2.

sollicitations	N kN	M kN.m	σ_1 kN/m ²	σ_2 kN/m ²	Nature	L _c m	L _T m	F kN	Av cm ²
N ^{min}	-242,98	-742,81	-6192,49	4977,59	SPC	1,11	0,89	443,01	11,07
N ^{max}	250,53	828,49	6855,58	-5602,92	SPC	1,10	0,90	504,26	12,61
M ^{max}	189,45	880,30	7092,42	-6145,17	SPC	1,07	0,93	571,50	14,29
N ^{min}	-231,93	-17,87	-714,19	-445,46	SET	/	2	231,93	5,80
N ^{max}	226,90	51,97	958,01	176,50	SEC	2	/	226,90	5,67
M ^{max}	175,58	351,71	3083,39	-2205,49	SPC	1,17	0,83	183,06	4,58
N ^{min}	156,14	-187,54	-1019,73	1800,43	SPC	0,73	1,27	228,65	5,71
N ^{max}	170,80	230,46	2159,78	-1305,78	SPC	1,25	0,75	97,93	2,45
M ^{max}	170,80	230,46	2159,78	-1305,78	SPC	1,25	0,75	97,93	2,45
N ^{min}	-174,22	13,01	-337,73	-533,37	SET	/	2	174,22	4,36
N ^{max}	153,19	28,63	598,23	167,71	SEC	2	/	153,19	4,02
M ^{max}	118,07	119,83	1196,15	-605,80	SPC	1,33	0,67	40,59	1,014

Tableau VII.24 :Choix des barres verticale du voile type 02.

Zone	Choix des barres / nappe											
	Av cm ²	Avj cm ²	A _{min} cm ²	A _{adop} cm ²	Zone courant	St cm	Zone D'about	St cm	A _H cm ²	A _{Hadop} cm ²	Choix/ 1ml	St cm
1	14,29	41,06	21	22,83	7HA14	20	6HA16	10	6	7,69	5HA14	20
2	5,80	35,63	21	22,83	7HA14	20	6HA16	10	6	7,69	5HA14	20
3	5,71	13,07	21	22,83	7HA14	20	6HA16	10	6	7,69	5HA14	20
4	4,36	19,21	21	22,83	7HA14	20	6HA16	10	6	7,69	5HA14	20

Tableau VII.25. Les vérifications à L'ELS et de contrainte de cisaillement.

Voile	Zone	Vérification de contraintes de cisaillement							vérification à l'ELS			
		V KN	τ_b	$\bar{\tau}_b$	OBS	τ_u	$\bar{\tau}_u$	OBS	Ns	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Type 01	1	114,95	0,89	5	cv	0,63	2,5	cv	564,82	0,24	15	cv
	2	86,04	0,67	5	cv	0,47	2,5	cv	375,09	0,16	15	cv
	3	100,30	0,78	5	cv	0,55	2,5	cv	321,63	0,15	15	cv
	4	71,49	0,55	5	cv	0,39	2,5	cv	247,84	0,11	15	cv
Type2	1	250,52	0,97	5	cv	0,69	2,5	cv	1046,03	0,27	15	cv
	2	231,92	0,90	5	cv	0,64	2,5	cv	674,60	0,17	15	cv
	3	170,80	0,66	5	cv	0,47	2,5	cv	525,33	0,13	15	cv
	4	174,22	0,67	5	cv	0,48	2,5	cv	398,57	0,10	15	cv

VII.5.4.3.Schéma de ferrailage de voile

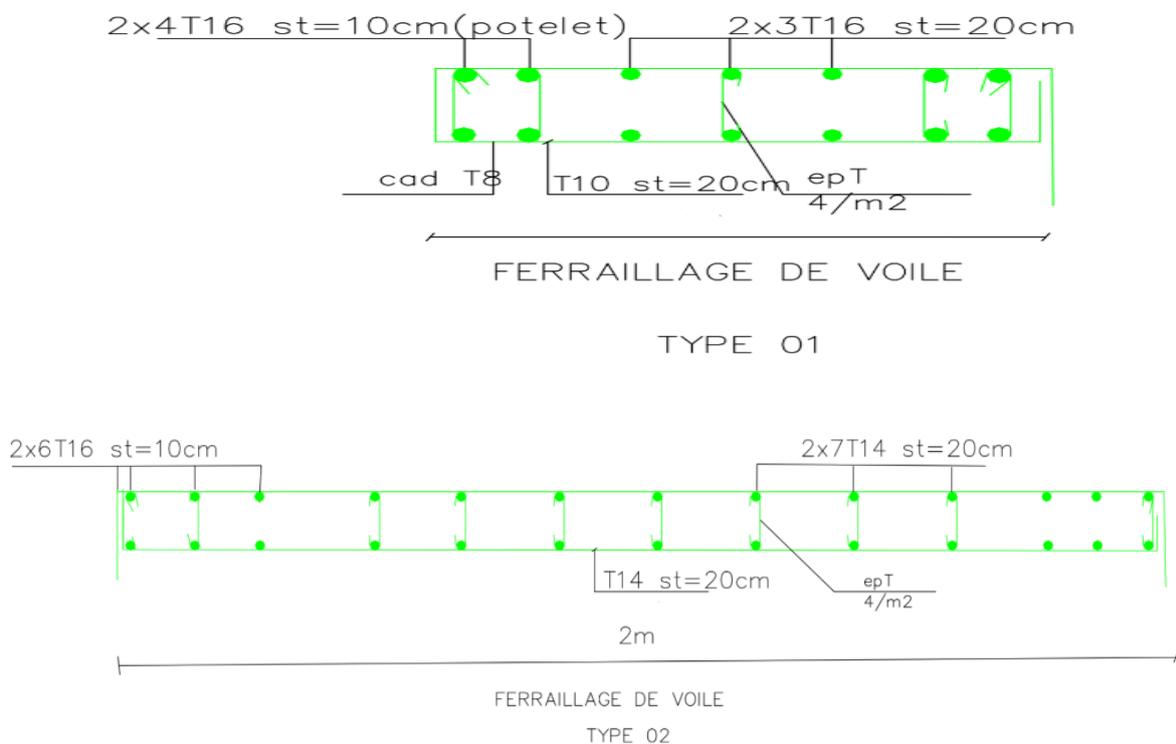


Figure VII.10 :Schéma de ferrailage de voile

CHAPITRE VIII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1. Introduction

La fondation est la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises les charges de l'ouvrage (poids propre, surcharges d'utilisation, poussée du vent, poussée des terres, actions d'origine sismique...). La connaissance des sollicitations engendrées par ces actions et celles du sol de fondation permet de définir le type et les dimensions des fondations.

D'une façon générale, les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles:

- Prendre toutes les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Nous pouvons classer les fondations selon leur mode d'exécution et leur profondeur en :

- **Fondations superficielles**

Utilisées pour des sols de grande capacité portante, elles sont réalisées près de la structure (semelle isolé, semelle filante et radier)

- **Fondations profondes** : Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VIII.1.1.Choix du type de fondation

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- La charge transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- L'aspect économique.
- L'importance de la superstructure.
- La facilité de l'exécution.

Pour le choix du type de fondation, Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir le type de fondation. La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{\sum N_{\text{ser}}}{S_{\text{semelle}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{semelle}} \geq \frac{\sum N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$\sum N_{ser}$: la somme des efforts normaux apportés par

poteaux et voiles à la base à l'ELS " N_{ser} "

$$\sum N_{ser} = 17282,9934 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPA}$$

$$S_{semelle} = \frac{17282,9934 \times 10^{-3}}{0,2} = 86,41 \text{ m}^2$$

$$S_{bâtiments} = L_x \times L_y = 18,40 \times 9,25 = 170,2 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{86,41}{170,2} = 0,51 = 51\% > 50\%$$

Remarque : La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : **c'est le radier général.**

Ce type de fondation présente plusieurs avantages:

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VIII.1.2. Pré dimensionnement du radier :

Un radier général est une fondation superficielle occupant la totalité de la surface de la construction.

Il existe deux principaux types de radier général :

- **Le radier général épais :** il comporte seulement une dalle épaisse sur laquelle les charges sont descendues par les murs et les poteaux, en l'absence de toute partie intermédiaire.
- **Le radier général nervuré :** ce type de radier général constitué par un plancher nervuré composé d'un réseau de poutre principales relié par des goussets de poutres secondaires, et éventuellement de poutrelles. Le tout supporte la réaction du sol appliquée à une dalle inférieure en béton armé .

Dans notre cas, on adoptera **un radier nervuré** (plus économique que pratique).

a) Epaisseur du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ **condition de rigidité :**

$$L_e \geq 2L_{\max} / \pi$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux files parallèles

L_e : longueur élastique (hauteur du libage), avec : $L_e = \sqrt[4]{4EI / Kb}$

E : module d'élasticité ($E = 32\,164,195$ MPA)

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

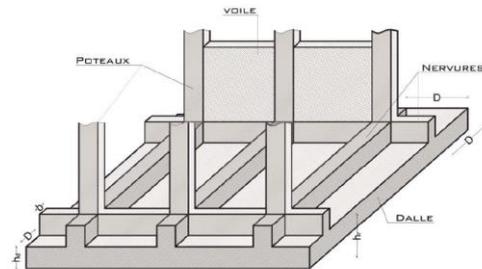
K : coefficient de raideur du sol ($K=40\text{MN/m}^3 = 40000 \text{ KN/m}^3$)..... (Sol de densité moyenne)

b : largeur du radier (bande de 1m)

$$L_e^4 = 4EI / K b, \quad \text{avec : } I = b h^3 / 12$$

D'où :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h$$



❖ **Condition forfaitaire :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante : **Figure. VIII.1.Schéma de radier**

$$\frac{L_{\max}}{8} < h_r < \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{\max} : la longueur maximale entre les axes des poteaux, $L_{\max} = 4,80$ m

D'où : $60 \text{ cm} \leq h_r \leq 96 \text{ cm}$.

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 75 \text{ cm} = 0,75\text{m}$.

❖ **Condition de coffrage :**

○ Pour la nervure :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{10} = 48 \text{ cm} \text{ soit } h_r = 75 \text{ cm}$$

$$b \geq \frac{h_r}{2} = \frac{75}{2} = 55 \text{ cm} \quad \text{soit } b = 55 \text{ cm}$$

NB : il faut que la largeur des nervures doive être supérieure à la plus grande coté des poteaux de la base pour que le poteau se situe à l'intérieure de la nervure et assure la transmission des charges au nervure et pour faciliter la mise en œuvre de ferrailage.

- Pour la dalle la dalle :

$$h_{\text{dalle}} \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = 24 \text{ cm} \quad \text{soit } h_{\text{dalle}} = 40 \text{ cm.}$$

On adopte un radie nervuré de dimensions : Pour la dalle : $h_{\text{dalle}} = 40 \text{ cm}$

Pour les nervures : $h_r = 75 \text{ cm}$

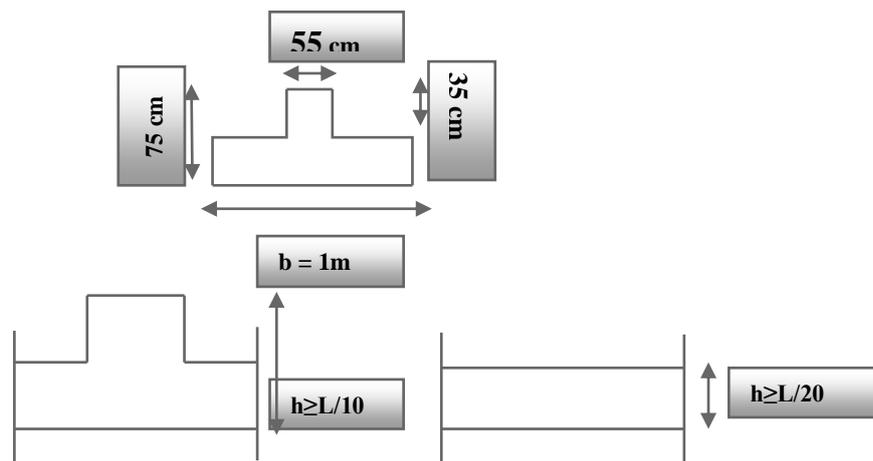


Figure. VIII.2.Dimension du radier nervuré

b) Calcul de surface minimale du radier :

La surface de radier doit satisfaire la condition suivante :

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

N_{ser} : l'effort normal total à l'ELS

$$N_{\text{ser}} = 17282,9934 \text{ kN}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

$$\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$D'où : S_{\text{rad}} \geq \frac{17282,9934}{200} = 86,41 \text{ m}^2$$

On a : $S_{bat} = 170,2 \text{ m}^2$

La surface totale de bâtiment est de ($S= 170,2 \text{ m}^2$), est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévu un débord (**D**) minimum.

❖ **Le calcul de D (débordement) :**

$$D \geq \max (h/2, 30\text{cm}) = \max (75/2; 30\text{cm}) = 37,5\text{cm} \rightarrow D= 40\text{cm}$$

$$S_{radier} = 170,2 + S_{débord} \rightarrow S_{Déb} = D \times P$$

Avec: P = périmètre de l'immeuble

$$S_{Déb} = D \times 2 \times (a + b) = (0,4 \times 2 \times (9,25 + 18,40)) = 22,12 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} = 170,2 + 22,12 = 192,32 \text{ m}^2$$

c) Détermination des efforts :

○ **Détermination des charges et des surcharges :**

$$G_{Superstructure} = 15057,5537 \text{ kN} ; Q_{Superstructure} = 2225,4397 \text{ kN}$$

$$G_{infrastructure} :$$

- Poids du voile périphérique d'épaisseur 20 cm sur une longueur de 55,3 m avec une hauteur de 1,8 m :

$$G_{vp} = L \times h \times e \times 25 = 55,3 \times 1,8 \times 0,2 \times 25 = 497,7 \text{ KN}$$

- Poids du radier :

$$G_{radier} = G(dalle) + G(nervure)$$

$$G_{radier} = (S_{rad} \times h \times 25) + (b \times h \times 25 \times \sum (LX + LY))$$

$$G_{radier} = (25 \times 0,4 \times 192,32) + (0,55 \times 0,75 \times 25 \times 117,9) = 3139,04 \text{ kN}$$

- Poids du remblai :

$$G_{remblai} = 18 \times S \times (h_r - h_d) = 18 \times 192,32 \times 0,35 = 1211,62 \text{ KN}$$

$$G_{infrastructure} = G_{radier} + G_{vp} + G_{remblai} = 4848,36 \text{ KN}$$

$$G_{totale} = G_{Superstructure} + G_{infrastructure} = 15057,55 + 4848,36 = 19905,91 \text{ KN}$$

$$Q_{radier} = 1,5 \times S_{radier} = 1,5 \times 192,32 = 288,48 \text{ kN}$$

$$Q_{totale} = Q_{superstructure} + Q_{radier} = 2513,92 \text{ kNKN}$$

- **Les combinaisons de calcul :**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 30643,86 \text{ kN}$$

$$N_{ser} = G + Q = 22419,83 \text{ kN}$$

- d) Vérification de la surface de radier :**

$$Al'ELU : S_{radier} = 192,32 \text{ m}^2 > \frac{N_u}{1,33\sigma_{sol}} = 115,20 \text{ m}^2$$

$$Al'ELS : S_{radier} = 192,32 \text{ m}^2 > \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 112,10 \text{ m}^2$$

- e) Caractéristiques géométrique du radier :**

- **Détermination du centre de gravite du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \text{ et } Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire de panneau considéré

$(X_i; Y_i)$: Centre de gravité du panneau considéré

Donc les coordonnées de centre de gravité du radier sont :

$$X_G = 9,05 \text{ m}$$

$$Y_G = 4,47 \text{ m}$$

D'autre part on a les coordonnées de centre d'application des résultants des charges de la superstructure sont :

$$X_{sup} = 9,05 \text{ m}$$

$$Y_{sup} = 4,75 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité entre le centre d'application des résultantes des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier :

$$e_x = |9,05 - 9,05| = 0,00 \text{ m}$$

$$e_y = |4,47 - 4,75| = 0,28 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie :**

Le moment d'inertie de radier se calcul comme suit :

$$I_{xx} = \frac{L_x L_y^3}{12} = 1081,4 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{L_y L_x^3}{12} = 4422,6 \text{ m}^4$$

f) Vérification du radier :

○ **Vérification au poinçonnement :**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante (C.B.A art A.5.2.4.2) :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour cisailé.

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U

h: Epaisseur totale du radier.

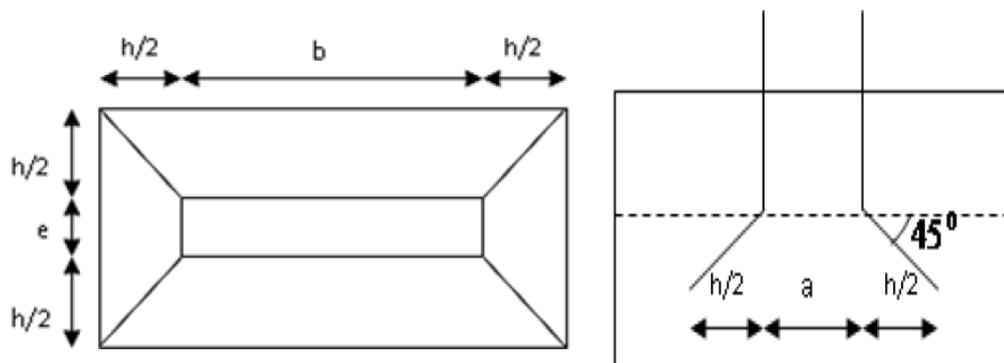


Figure. VIII.3. Schéma de transmission des charges

✓ **Sous voiles :**

$$N_{u,voil} = 1434,88 \text{ kN Effort normal ultime de voile le plus sollicité}$$

$$\mu_c = 2(e + b + 2h_r) = 2(0,2 + 2 + 2 \times 0,75) = 7,4 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{\gamma_b N_u}{f_{c28} \times 0,045 \times \mu_c} = \frac{1,5 \times 1434,88 \times 10^{-3}}{25 \times 0,045 \times 7,4} = 0,25 \text{ m}$$

$$h = 0,25 \text{ m} < 0,75 \text{ m} \dots \dots C.V.$$

✓ **Sous poteaux :**

$$N_{u,pot} = 1202,43 \text{ kN Effort normal ultime de poteau le plus sollicité}$$

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_r) = 2(0,45 + 0,45 + 2 \times 0,75) = 4,8 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{\gamma_b N_u}{f_{c28} \times 0,045 \times \mu_c} = \frac{1,5 \times 1202,43 \times 10^{-3}}{25 \times 0,045 \times 4,8} = 0,33 \text{ m}$$

$$h = 0,33 \text{ m} < 0,75 \text{ m} \dots \dots C.V.$$

• **Conclusion :**

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

○ **Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :**

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \gamma Z S$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{bat} + W_{radier} + W_{vp} + W_{remblai} = 15057,5537 + 3139,04 + 497,7 + 1211,62 \\ = 19905,91 \text{ KN}$$

F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement pris égale à 1,5

γ : poids volumique de l'eau = 10 kN/m^3

Z : profondeur de l'infrastructure dans notre cas c'est l'épaisseur $h = 2 \text{ m}$

S : surface du radier = $192,32 \text{ m}^2$

D'où : $W = 19905,91 > 1,5 \times 10 \times 2 \times 192,32 = 5769,6 \text{ kN} \Rightarrow C.V$

Donc On conclue que la présence de l'eau ne causera pas d'instabilité pour la structure

○ **Vérification au cisaillement :**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, d'après le règlement **CBA93 (Art. A.5.1.2.1.1)**:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right\} = 2,5 \text{ MPA pour une fissuration préjudiciable}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul vis-à-vis l'ELU.

$$V_u = \frac{qL}{2}$$

q : La charge sur le radier uniformément répartie pour une bande de 1 mètre

$$q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{rad}} = \frac{23665,875 \times 1}{192,32} = 123,05 \text{ kN/ml}$$

$$\text{donc : } V_u = \frac{123,05 \times 4,80}{2} = 295,33 \text{ kN}$$

$$D'où : \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{V_u}{b \times 0,9h} \Rightarrow h \geq \frac{V_u}{0,9b\bar{\tau}_u} = \frac{295,33 \times 10^{-3}}{0,9 \times 1 \times 2,5} = 0,1313 \text{ m.}$$

$$\tau_u = 0,44 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA} \dots C.V$$

Donc le radier ne risque pas de cisailer

○ **Vérification de la stabilité au renversement du radier :**

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux

Le rapport $\frac{M_s}{M_r}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1,5$$

M_s : Moment stabilisateurs sous l'effet du poids propre

M_r : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante :

$$M_r = M_0 + V \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure calculer dans le chapitre VI

V : L'effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure dans notre cas $h = 2\text{m}$

$$M_{Sta,x} = 0,8 \times W \times b_x = 0,8 \times 13084,02079 \times 9,35 = 97868,48\text{kN.m}$$

$$M_{Sta,y} = 0,8 \times W \times b_y = 0,8 \times 13084,02079 \times 4,50 = 47102,47\text{kN.m}$$

Et :

$$M_{Ren,x} = 17923,2557 + 1291,8794 \times 2 = 20507,01\text{kN.m}$$

$$M_{Ren,y} = 18625,2378 + 1342,4771 \times 2 = 21310,19\text{kN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} = 4,77 > 1,5$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} = 2,21 > 1,5$$

Conclusion : le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1,5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens.

○ **Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA :**

D'après le **RPA99/V2003** ((art 10.1.5) le radier est stable si :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{l}{4}$$

Avec :

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment du au séisme .

N : Effort normal globale de la structure

Tableau. VIII.1. Vérification de la stabilité au renversement du radier

	0,8G+E		0,8G-E		G+Q+E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
N (kN)	12052,049	12122,225	12040,037	11969,860	17288,9	17359,17
M (kN.m)	17401,423	20337,152	17413,253	15875,692	17397,90	21092,50
e (m)	1,44	1,6	1,44	1,32	1	1,21
l/4 (m)	4,6	2,31	4,6	2,31	4,6	2,31
Vérification	cv	cv	cv	cv	cv	cv

Donc il n'y a pas risque de renversement.

○ **Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :**

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité é de l'aire du radier donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties. Leur diagramme peut être soit triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,5\sigma_{adm}$$

Avec :

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

N : effort normal dû aux charges verticales.

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales : $M = N \times e$

B : surface total du radier,

V : distance entre le centre de gravité du radier et l'extrémité de la structure.

I : moment d'inertie du radier.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. VIII.2. Vérification des contraintes de sol sous le radier

	ELU		ELS	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
N (kN)	23665,86	23665,86	17283	17282,99
e(m)	0	0,28	0	0,28
M (kN.m)	0	6626,44	0	4839,238
V (m)	9,05	4,47	9,05	4,47
I (m ⁴)	1081,4	4422,6	1081,4	4422,6
B (m ²)	192,32	192,32	192,32	192,32
σ_1 (kN/m ²)	123,0546	129,752	89,8658	94,75692
σ_2 (kN/m ²)	123,0546	116,3571	89,8658	84,97471
σ_{moy} (kN/m ²)	123,0546	126,4033	89,8658	92,31137
$1,5\sigma_{adm}$ (kN/	300	300	300	300
Vérification	cv	cv	cv	cv

VIII.1.3. Ferrailage du radier nervuré:

Le radier c'est un élément plaque sur sol élastique donc il fonctionne comme un plancher renversé chargé par la réaction du sol, d'où le ferrailage se fait pour les nervures et les dalle du radier à la flexion simple à partir des sollicitations les plus défavorables.

VIII.1.3.1. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle du radier se fait à la flexion simple en travée et en appuis avec les sollicitations les plus défavorables,

➤ **Calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des sollicitations dans les panneaux dalle il faut voir en début si le panneau porte dans un seul sens ou dans les deux sens :

Si $\alpha < 0,4$ le panneau porte dans un seul sens

Si $0,4 < \alpha < 1$ le panneau porte dans les deux sens

Avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

L_x : Le petit portée de panneau

L_y : La grande portée de panneau

Pour faire les calculs on prend le panneau le plus défavorable :

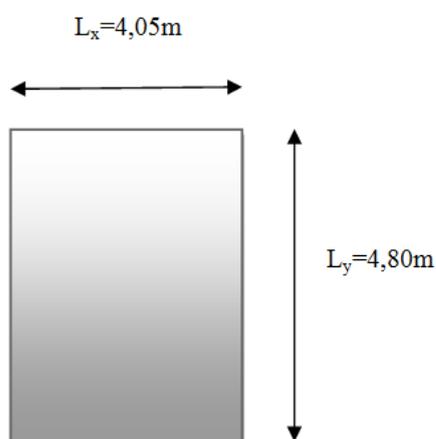


Figure. VIII.4. Le panneau le plus sollicité

$L_x = 4,05m ; L_y = 4,80m$

Donc : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,05}{4,80} = 0,84$ donc le panneau porte dans les deux sens

Les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$M_x = \mu_x q L_x^2$

$M_y = \mu_y M_x$

Notre panneau est intermédiaire donc il est encasté aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{Entravée : } M_{tx} = 0,75M_x$$

$$\text{Enappuis : } M_{ax} = -0,5M_x$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{Entravée : } M_{ty} = 0,75M_y$$

$$\text{Enappuis : } M_{ay} = -0,5M_x$$

Evaluation des Charges et Surcharges:

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{30643,86}{192,32} = 159,34 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{22419,83}{192,32} = 116,58 \text{ kN/m}^2$$

Donc les moment à l'ELU :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0,0517 \times 159,34 \times 4,05^2 = 135,12 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,6678 \times 135,12 = 90,23 \text{ kN.m}$$

$$\text{à l'ELS : } M_x = \mu_x q L_x^2 = 0,0586 \times 116,58 \times 4,05^2 = 112,06 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,7655 \times 112,06 = 85,78 \text{ kN.m}$$

Donc les moments en travée et en appuis sont :

à l'ELU :

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{Entravée : } M_{tx} = 0,75M_x = 101,34 \text{ kN.m}$$

$$\text{Enappuis : } M_{ax} = -0,5M_x = -67,56 \text{ kN.m}$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{Entravée : } M_{ty} = 0,75M_y = 67,67 \text{ kN.m}$$

$$\text{Enappuis : } M_{ay} = -0,5M_x = -67,56 \text{ kN.m}$$

à l'ELS :

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{Entravée : } M_{tx} = 0,75M_x = 84,05 \text{ kN.m}$$

$$\text{Enappuis : } M_{ax} = -0,5M_x = -56,03 \text{ kN.m}$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{Entravée : } M_{ty} = 0,75M_y = 64,34 \text{ kN.m}$$

$$\text{Enappuis : } M_{ay} = -0,5M_y = -56,03 \text{ kN.m}$$

Tableau. VIII.4. Les moments de la dalle à l'ELU et à l'ELS.

	Petite portée			Grande portée		
	M_x kN.m	M_{tx} kN.m	M_{ax} kN.m	M_y kN.m	M_{ty} kN.m	M_{ay} kN.m
ELU	135,12	101,34	-67,56	90,23	67,67	-67,56
ELS	112,06	84,05	-56,03	85,78	64,34	-56,03

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec:

$$b = 100 \text{ cm, } h = 40 \text{ cm, } d = 0,9h = 36 \text{ cm.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau. VIII.5. Calcul des armatures de la dalle à L'ELU

position		M_u KN.m	μ_U	$\mu_U < \mu_l$	Bu	As cm^2	A_{min} cm^2	Choix	As _{corr} cm ² /ml	S_t cm
Sens XX	Travée	101,34	0,055	$\mu_U < \mu_l$	0,0568	8,33	3,45	7HA16	14,07	15
	Appuis	67,56	0,037	$\mu_U < \mu_l$	0,0375	5,49	3,45	5HA16	10,05	20
Sens YY	Travée	67,67	0,037	$\mu_U < \mu_l$	0,0376	5,50	3,2	5HA16	10,05	20
	Appuis	67,56	0,037	$\mu_U < \mu_l$	0,0375	5,49	3,2	5HA16	10,05	20

NB:

- La section minimale pour les dalles :

Le sens xx est :

$$A_{min} \geq \rho_0 b h \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2}$$

Le sens yy est :

$$A_{min} \geq \rho_0 b h$$

Avec $\rho_0 = 0,0008$ pour $f_e E400$

- Espacement maximal :

$$S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}, 3h_r) \rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(45 \text{ cm}, 4h_r) \rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm}$$

✓ Vérification à l'ELS :

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{serY}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A'_s(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - C')^2$$

Tableau. VIII.6. vérification des panneaux de radier à L'ELS

	Sens	M_{ser} kN.m	y cm	I cm ⁴	σ_{bc} MPa	σ_{st}	Observation
Appuis	XX	56,03	9,01	134196,36	3,76	168,97	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
	YY	56,03	9,01	134196,36	3,76	168,97	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
Travée	XX	84,05	10,39	175809,17	4,97	165,26	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
	YY	64,34	9,01	134196,36	4,32	194,03	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

VIII.1.3.2. Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0,4 m. Le calcul du ferrailage sera pour une bande de largeur égale à un mètre (b=1m).

h=0,4 m, b=1m, d=0,9h=36cm

Le ferrailage sera fait en flexion simple en considérant les fissurations comme étant préjudiciables.

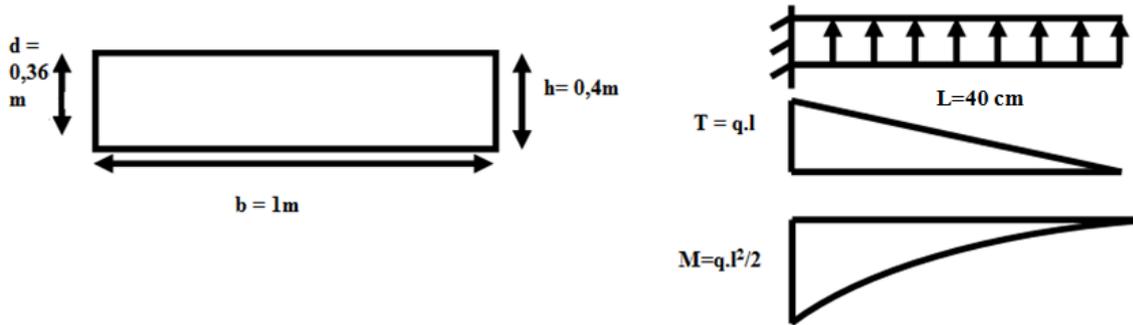


Figure. VIII.5 :Présentation schématique de débord

$$M_u = \frac{QL^2}{2} = \frac{159,34 \times 0,4^2}{2} = 12,75 \text{ kN.m}$$

$$M_s = \frac{QL^2}{2} = \frac{116,58 \times 0,4^2}{2} = 9,33 \text{ kN.m}$$

Tableau. VIII.7. Ferrailage de débord du radier

M_u	μ_U	$\mu_l=0,392$	β_u	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	choix	A_s adopté cm^2
12,75	0,007	$\mu_U < \mu_l$	0,007	1,02	4,35	5HA16	10,05

- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPA } kN$$

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

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

$$d = 0,9 h_r = 0,36 \text{ m.}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 31,87 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 0,08 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow 0,08 \text{ MPA} < 1,25 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Le cisaillement est vérifié, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

Le débord est coulé sans reprise du bétonnage donc l'armature transversale n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification à l'ELS :**

Tableau. VIII.8. vérification de débord à L'ELS

M_{ser} (<i>kN.m</i>)	y (<i>cm</i>)	I (<i>cm</i> ⁴)	σ_{bc} (<i>MPa</i>)	σ_{st} (<i>MPa</i>)	Observation
9,33	9,02	134196,36	0,628	28,14	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

➤ **Schéma de ferrailage du radier**

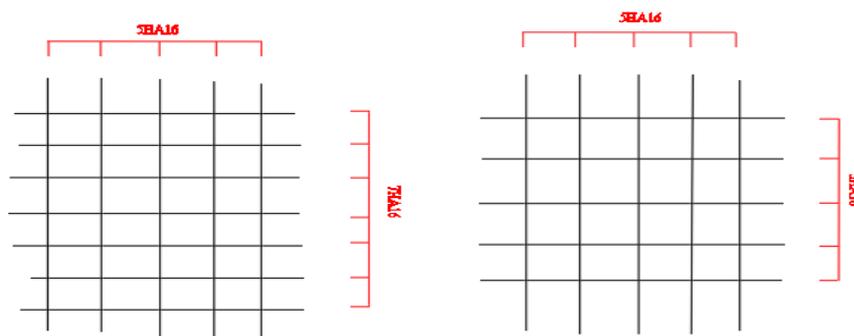


Figure. VIII.6 : Schéma de ferrailage du radier

VIII.1.3.3. Ferrailage des nervures :

Les nervures sont calculées comme une poutre continue repose sur plusieurs appuis.

Les dimensions de ces poutres sont : $h_t = 75 \text{ cm}$; $b = 55 \text{ cm}$.

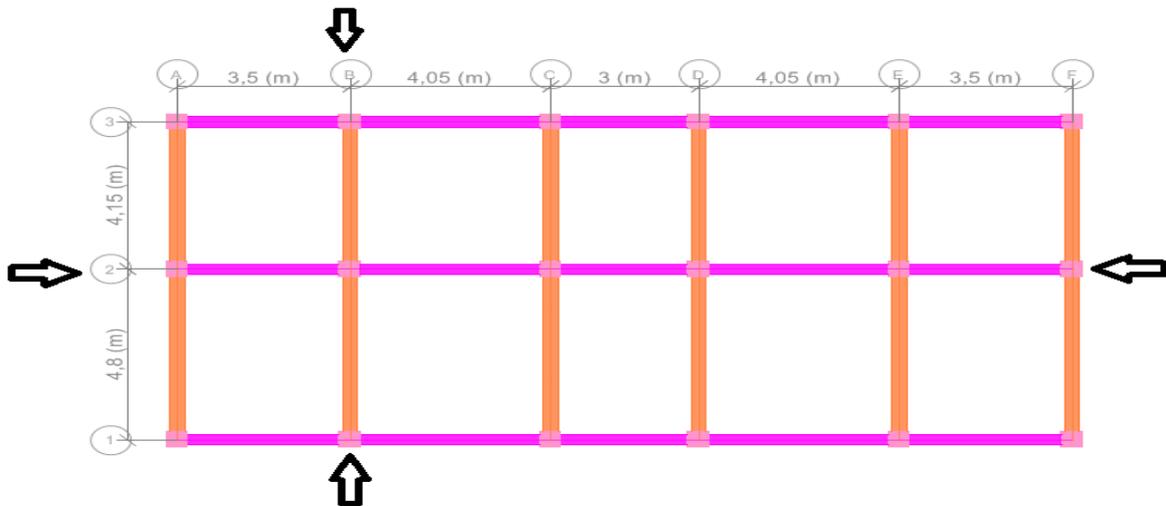


Figure. VIII.7 : plan de repérage des nervures

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

à l'ELU : $Q_u = 1,35G + 1,5Q = 159,34kN/m^2$

à l'ELS : $Q_{ser} = G + Q = 116,58kN/m^2$

➤ **Calcul des sollicitations de la nervure sens X-X (file 2) :**

On a la charge uniformément répartie équivalent à la charge trapézoïdale égale à :

$$P = \frac{L_x Q}{2} \left(1 - \frac{L_x}{2L_y} \right)$$

Et la charge uniformément répartie équivalent à la charge triangulaire égale à :

$$P = \frac{L_x Q}{4}$$

Avec :

Q : la charge surfacique de la dalle

L_y : la grande portée de panneau

L_x : la petite portée de panneau

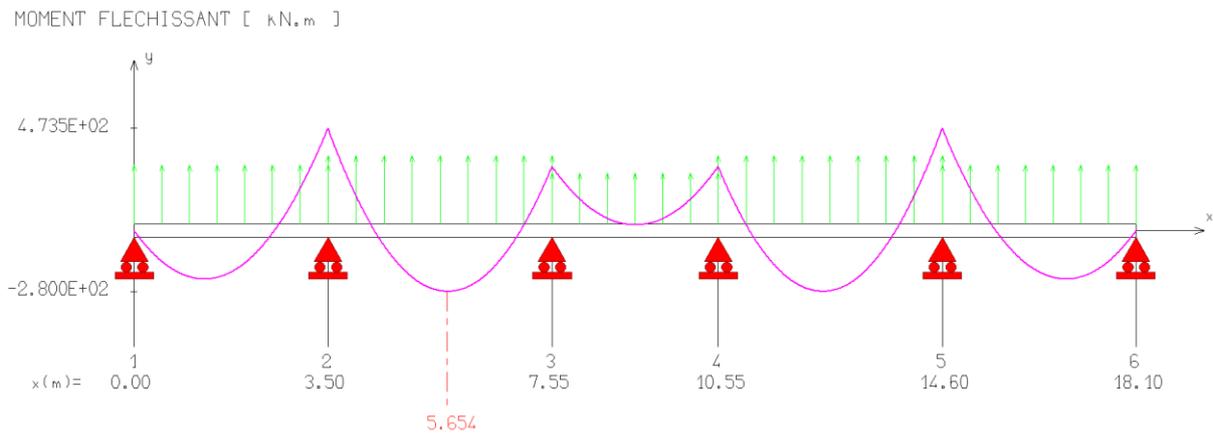
Tableau. VIII.9. Charge uniformément répartie équivalente de la nervure sens X-X

	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5
ELU (kN/ml)	278,85	322,66	239,01	322,66	278,85
ELS (kN/ml)	204,02	236,07	174,87	236,07	204,02

A partir de logiciel RDM 6 on tire les valeurs des moments et des efforts tranchants maximaux en travée et sur appuis :

À L'ELU :

$$M_{a,u} = 473,5 \text{ kN.m} ; M_{t,u} = 280 \text{ kN.m} ; T_u = 699,6 \text{ kN}$$



À L'EUS :

$$M_{a,ser} = 204,8 \text{ kN.m} ; M_{t,ser} = 346,5 \text{ kN.m}$$

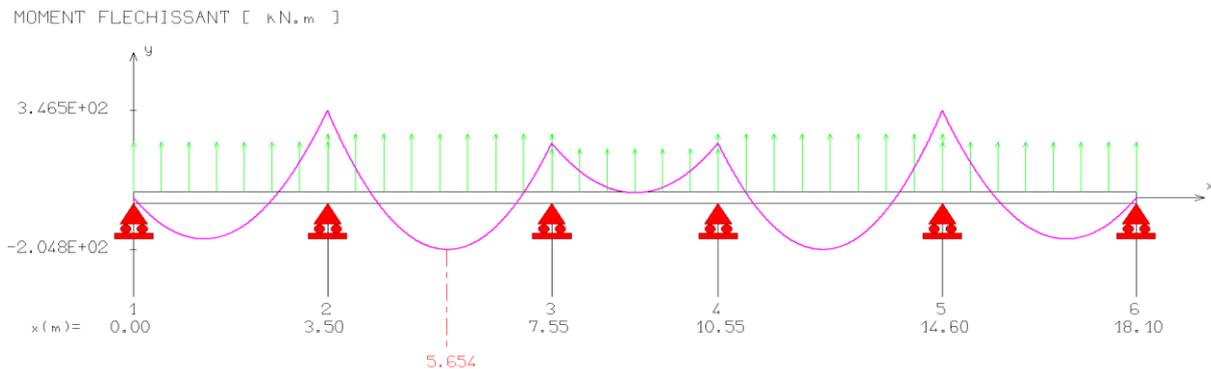


Figure. VIII.8: Diagramme des moments des nervures sens X-X à L'ELU et à L'ELS

➤ **Calcul des sollicitations de la nervure sens Y-Y (file B) :**

On a la charge uniformément répartie équivalent à la charge trapézoïdale égale à :

$$P = \frac{L_x Q}{2} \left(1 - \frac{L_x}{2L_y} \right)$$

Et la charge uniformément répartie équivalent à la charge triangulaire égale à :

$$P = \frac{L_x Q}{4}$$

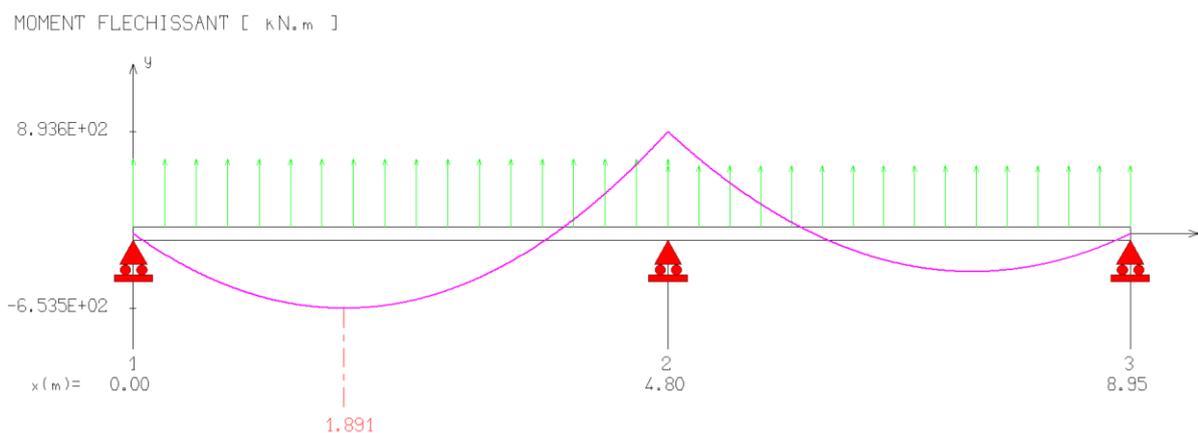
Tableau. VIII.10. Charge uniformément répartie équivalente de la nervure file B

	Travée 1	Travée 2
ELU	365,6	329,52
ELS (kN/ml)	267,49	241,09

A partir de logiciel RDM 6 on tire les valeurs des moments et des efforts tranchants maximaux en travée et sur appuis :

À L'ELU :

$$M_{a,u} = 893,6 \text{ kN.m} \quad ; \quad M_{t,u} = 653,5 \text{ kN.m} \quad ; \quad T_u = 1063,61 \text{ kN}$$



À L'EUS :

$$M_{a,ser} = 653,8kN.m \quad ; \quad M_{t,ser} = 478,1kN.m$$

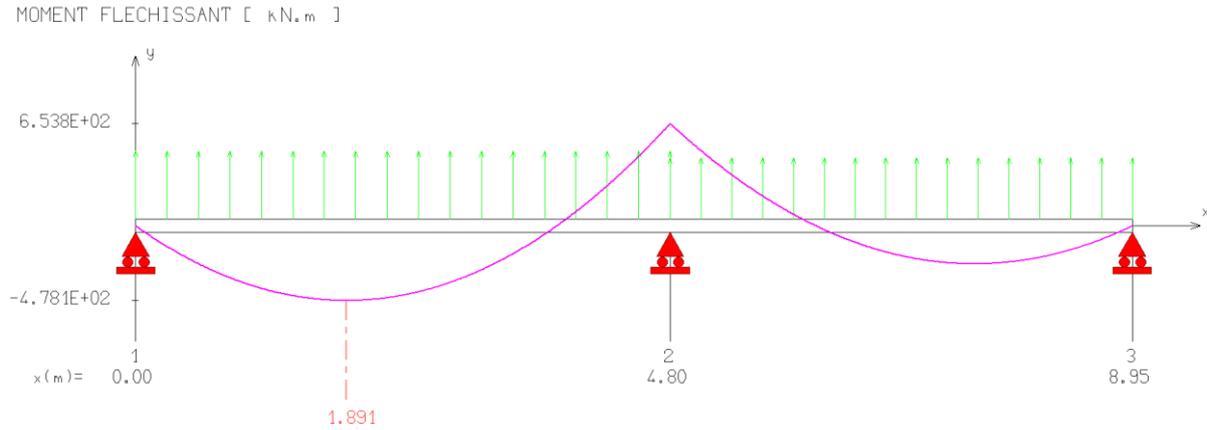


Figure. VIII.9 : Diagramme des moments des nervures sens Y-Y à L'ELU et à L'ELS

➤ Calcul de ferrailage des nervures :

Ce sont des poutres disposées le long de radier de section (55x75) cm, le calcul de ferrailage s'effectue en travée et sur appuis à la flexion simple en considérant les sollicitations les plus défavorables dans les deux types :

Les résultats de calcul de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. VIII.11. calcul des armatures de la nervure

	M_u $kN.m$	μ_U	$\mu_l=0,392$	β_u	$A_s cm^2$	$A_{min} cm^2$	choix	$A_{s,adp}$ cm^2
Appuis	893,6	0,25	$\mu_U < \mu_l$	0,29	44,63	4,48	5T20+5T20 +7T16	45,49
Travée	653,5	0,18	$\mu_U < \mu_l$	0,20	30,10	4,48	5T20+5T20	31,42

➤ **Vérification à l'ELU :**

tableau. VIII.12. vérification de la nervure à l'ELU

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	ΣU_i (mm)	τ_{su} (MPa)	$\bar{\tau}_{su}$ (MPa)	OBS
Travée	0	0	3,25	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	628	0	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Appui	1063,61	2,86	3,25	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	979,68	1,78	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

➤ **Vérification à l'ELS :**

Tableau. VIII.13. Vérification des nervures du radier à l'ELS

	M_{ser} (kN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Appuis	653,8	30,35	1454254,35	13,64	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	478,1	26,50	1133431,69	11,18	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

➤ **Vérification La flèche :(Art B.6.5,2) BAEL91/99**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

On fait la vérification pour la travée la plus défavorable.

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,16 > 0,0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0ser}}\right) \Rightarrow (0,16 > 0,073) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,0084 < 0,0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec : $h_t = 75$ cm ; $b = 55$ cm ; $d = 67,5$ cm ; $L = 4,80$ m ; $A_s = 31,42$ cm²

$$M_{ser, travée} = 478,1 \text{ kN.m} ; M_{0ser} = 770,37 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Calcul des armatures transversales dans les nervures :**

$$\phi_t = \frac{\phi_L}{3} = \frac{\phi_{20}}{3} = 6.66 \text{ mm} \rightarrow \text{On choisie 2cadre de } \emptyset 8$$

Espacement minimal :

Selon le BAEL 91/99 :

$$S_t \leq \text{Min}\{60,75 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

Selon RPA99/V2003 :

$$S_t \leq \text{Min}\{18,75 ; 12 \times 1,6\} = 18,75 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{75}{2} = 37,5 \text{ cm en zone courante}$$

Donc on prend :

$$S_t = 10 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm en zone courante}$$

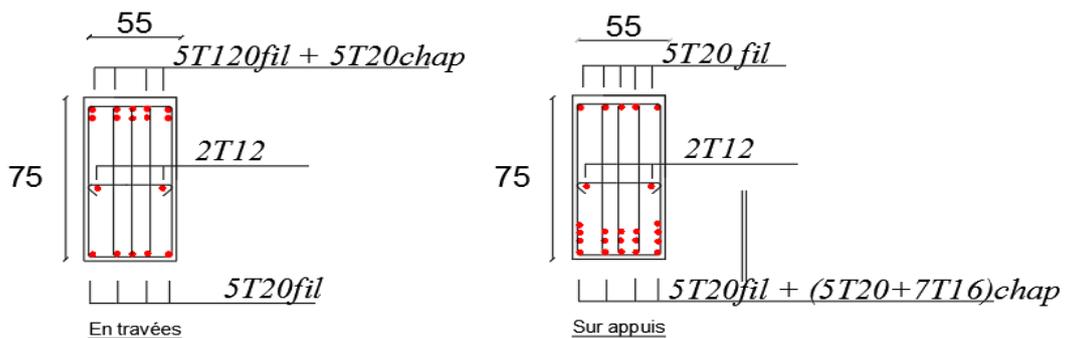


Figure. VIII.10 : Schéma de ferrailage de la nervure

VIII.1.4. Calcul de voile périphérique

La structure étudiée comporte un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (radier) et le niveau de base.

Le voile périphérique est une paroi verticale en béton armé, rectiligne effectuée sur une **profondeur de 1,8m. Il assure à la fois un bon encastrement et une bonne stabilité de l'ouvrage.**

D'après l'article 10.1.2 du RPA99/V2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale 15 cm ($e \geq 15$).
- Les armatures sont constituées de 2 nappes
- Le pourcentage minimum est de 0,1 %B dans les deux sens
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

Avec : B : Section du voile

VIII.1.4.1. Dimensionnement:

Le voile périphérique de la tour présente les dimensions suivantes :

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- épaisseur de 20cm
- hauteur de 1,8 m
- longueur de 55,3 m

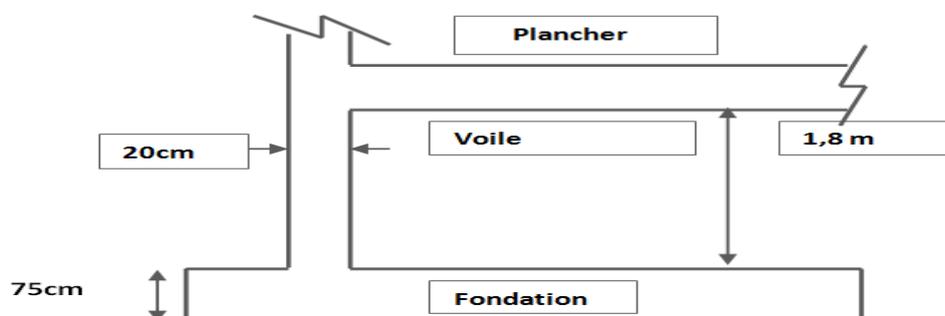


Figure. VIII.11 :Schéma du voile périphérique

VIII.1.4.2. Ferrailage du voile:

Le ferrailage du voile périphérique sera calculé comme étant une dalle encastrée sur quatre côtes.

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sans les poussées des terres.

Le calcul du ferrailage se fait par une bonde de 1ml.

Le calcul du ferrailage se fait par une bonde de 1ml.

$$A_v > 0,1\%bL \rightarrow 0,1\% \times 20 \times 100 \dots\dots\dots A_v > 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_H > 0,1\%bL \rightarrow 0,1\% \times 20 \times 100 \dots\dots\dots A_H > 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **5HA10**, avec un espacement **S_t = 20cm**.

Pour les deux nappes et pour les deux sens, le voile périphérique est sollicité en flexion composée.

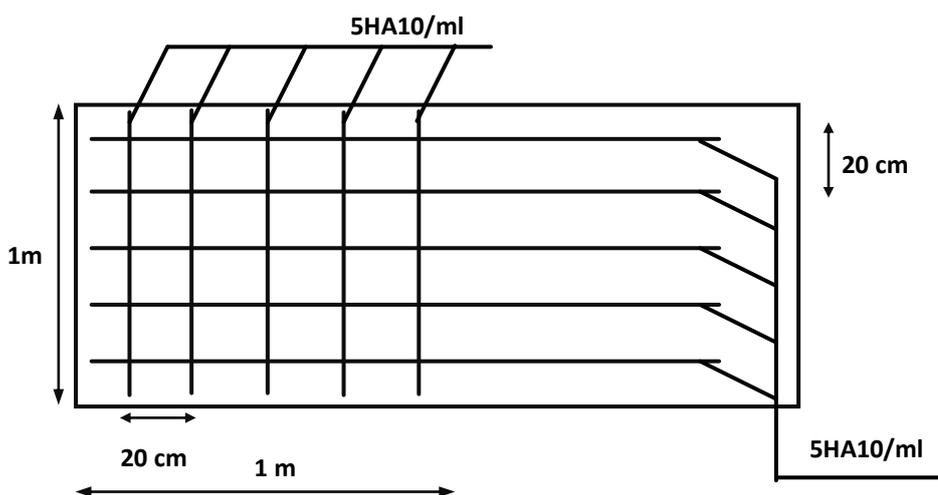


Figure. VIII.12 : ferrailage du voile périphérique

CHAPITRE IX

ANALYSE DE L'EFFET DE LA DIRECTION DE LA FORCE SISMIQUE

IX.1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons analyser l'effet de la direction de la force sismique en faisant varier l'angle d'incidence du séisme du 0 et 90 degrés avec un pas de 10 degrés on utilise l'ETABS 2016 pour l'analyse modale spectrale.

La variation de la réponse étudie les paramètres suivants : la réaction à la base de structures, son déplacement maximal, en suite les sollicitations pour les poteaux, les poutres et les voiles.

IX.2. Combinaisons de la charge sismique :

Pour bien étudier l'effet de la direction du séisme sur notre action sismique dans notre analyse, est définie par deux composantes dans le sens x et y comme suit :

$$\text{Séisme} \quad \begin{cases} E_x = E \cos(\alpha) \\ E_y = E \sin(\alpha) \end{cases}$$

Ou : $\alpha = 0^\circ \text{ à } 90^\circ$

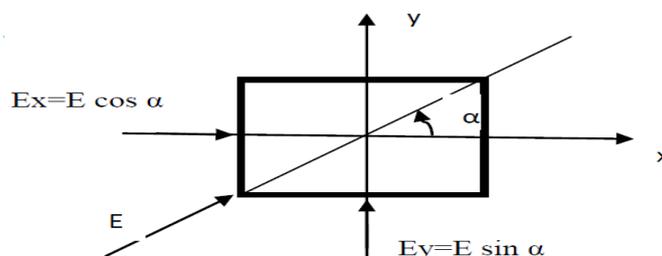


Figure IX.1 : Combinaisons de la charge sismique

IX.3. Influence de l'angle d'incidence du séisme sur la réaction sismique à la base de la structure

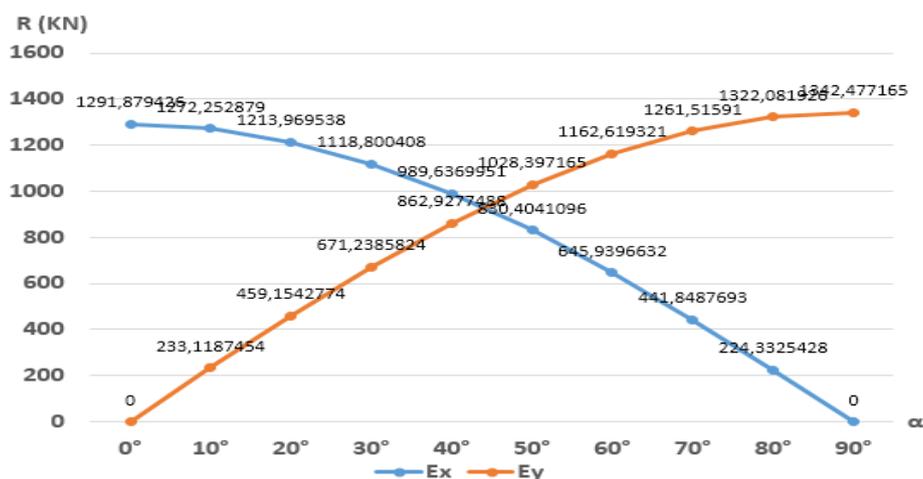


Figure IX.2: Réaction à la base sismique suivant la direction du séisme

❖ **Commentaire:**

La réaction sismique a une force maximale de $E_x=1291,87$ KN à l'angle $\alpha=0^\circ$, et elle est diminuée jusqu'à une valeur nulle à l'angle $\alpha=90^\circ$. Par contre la réaction suivant le sens (y) est ascendante de $E_y=0$ à l'angle $\alpha=0^\circ$ jusqu'à une valeur maximal $E_y=1342,47$ KN à $\alpha=90^\circ$.

IX.4. Influence de l'angle d'incidence du séisme sur le déplacement horizontal de la structure

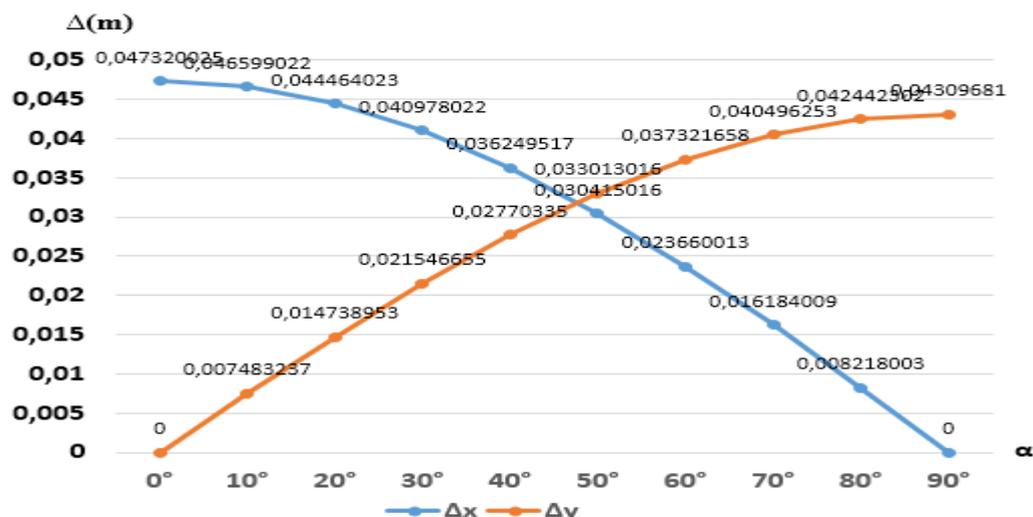


Figure IX.3 : Déplacement horizontale de la structure suivant la direction du séisme

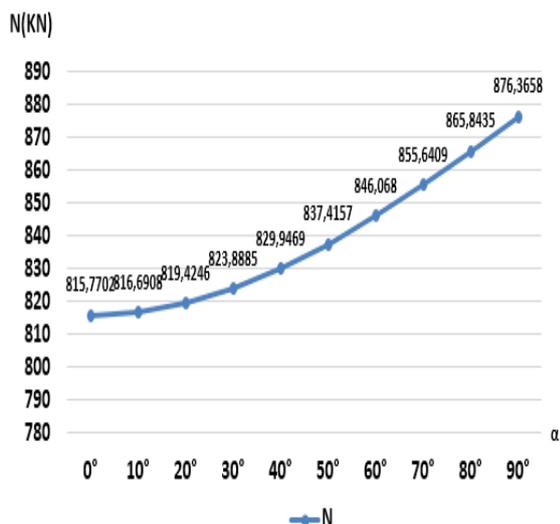
❖ **Commentaire :**

On observe que le déplacement maximale suivant le sens x est à l'angle $\alpha=0^\circ$ de $\Delta_x = 0,047$ m et elle est diminuée jusqu'à une valeur nulle à l'angle $\alpha=90^\circ$.

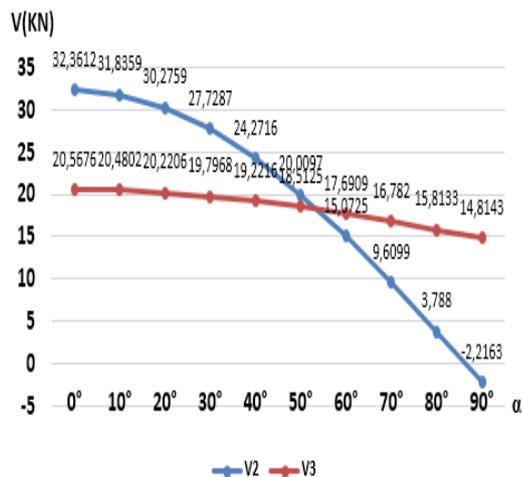
Par contre le déplacement suivant le sens y est ascendante de $\Delta_y = 0$ m à l'angle $\alpha=0^\circ$ jusqu'à une valeur maximal $\Delta_y = 0,043$ m à $\alpha=90^\circ$.

IX.5. Influence de l'angle d'incidence du séisme sur les sollicitations dans les poteaux

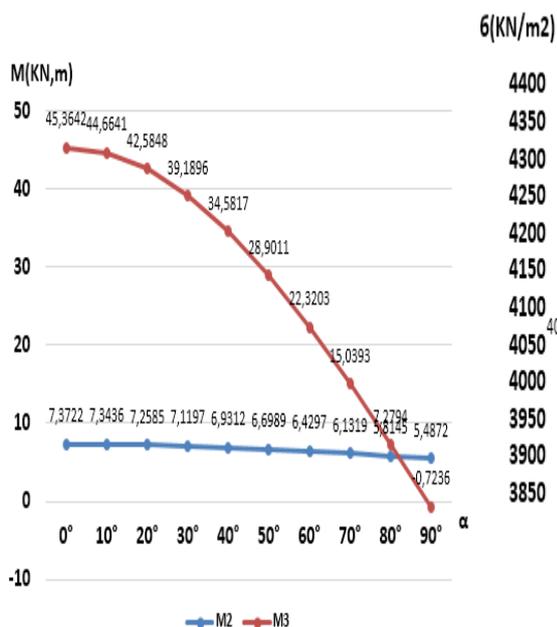
L'objectif de cette analyse est d'étudier le comportement dynamique des éléments principaux verticaux sous une combinaison sismique.



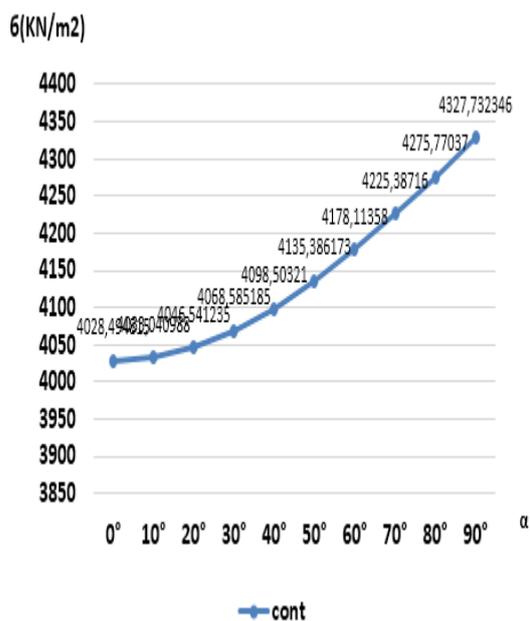
(1) La variation de l'effort normal



(2) La variation de l'effort tranchant



(3) La variation du moment fléchissant



(4) La variation du contraint normal

Figure IX.4 : Les sollicitations dans les poteaux suivant la direction du séisme

❖ **Commentaires:**

(1) L'action sismique développe une force axiale maximale dans le poteau $N=876,36\text{KN}$ à un angle $\alpha=90^\circ$, qui est supérieur à celle de $N=815,77\text{KN}$ ou $\alpha=0^\circ$.

(2) On examine l'influence de la direction de séisme sur la variation de l'effort tranchant. la valeur plus défavorable ou $\alpha=0^\circ$ de $V_2=32,36$ KN et une valeur minimal ou $\alpha=90^\circ$ de

$V_2= -2,21$ KN suivant l'axe 2.2 et suivant axe 3.3 la valeur maximal ou $\alpha=0^\circ$ de $V_3= 20,56$ KN et la valeur inferieur ou $\alpha=90^\circ$ de $V_3=14,81$ KN.

(3) On examine l'influence de la direction de séisme sur la variation de moment fléchissant .

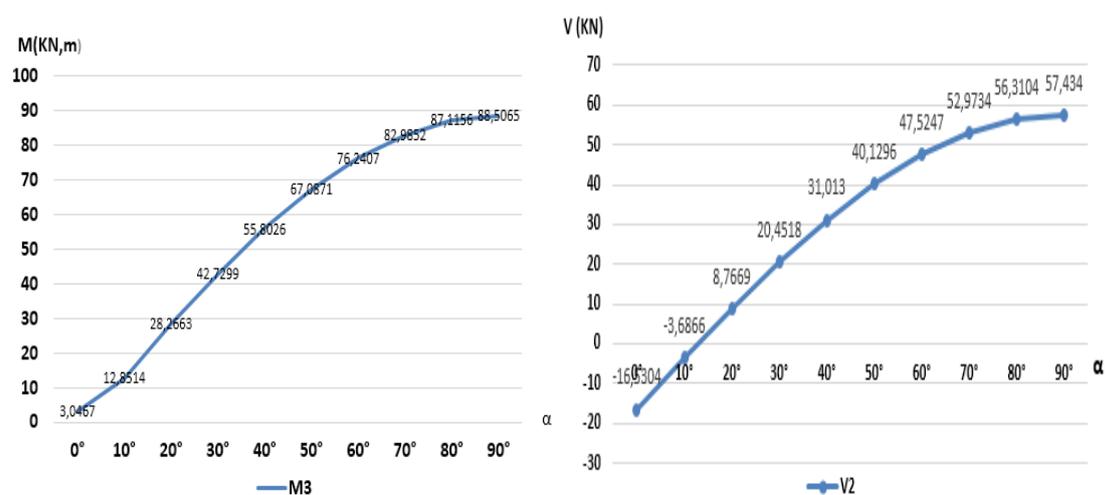
la valeur plus défavorable ou $\alpha=0^\circ$ de $M=45,36$ KN.m et une valeur minimal ou $\alpha=90^\circ$ de $M=0,72$ KN.m suivant l'axe 3.3 et suivant axe 2.2 on remarque que la courbe de moment fléchissant présent une courbe approximativement constante avec un légèrement différence entre les valeurs mais on enregistre toujours les valeurs max au niveau des angle 0° et 90° .

(4) On remarque que la direction la plus défavorable du séisme est à un angle $\alpha= 90^\circ$ ou on a une contrainte maximale de $\sigma =4327,73$ KN/m² qui est supérieure à celle ou $\alpha= 0^\circ$ de $\sigma =4028,49$ KN/m².

IX.6.Influence de l'angle d'incidence du séisme sur les sollicitations dans les poutres

Les poutres sont parmi les éléments porteurs horizontaux de la répartition des charges sismiques dans la structure aux éléments verticaux (poteaux etvoiles).Pour cela on va étudier sont capacités de déformation aux effets de moment fléchissant et l'effort tranchant en fonction d'angle d'incidence de séisme.

a) La poutre principale



(1) La variation du moment fléchissant

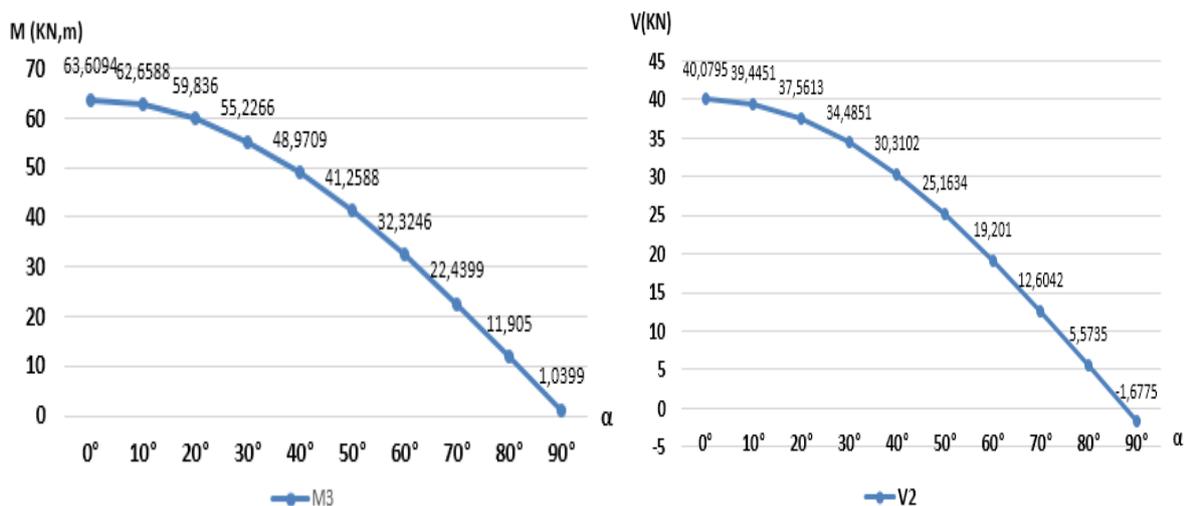
(2) La variation du l'effort tranchant

Figure IX.5 :Les sollicitations dans la poutre principale suivant la direction du séisme

❖ **Commentaires:**

- (1) On remarque que la répartition des charges sismique provoque un moment croisant quille va commencer par une valeur $M=3,05$ KN.m à l'angle $\alpha=0^\circ$, et elle atteint sa valeur maximale $M=88,51$ KN.m à l'angle $\alpha=90^\circ$.
- (2) La force sismique produit un effort tranchant commencer par une valeur $V=-16,53$ KN à l'angle $\alpha=0^\circ$, puis l'effort augment et atteint une valeur maximale $V=57,43$ KN à un angle $\alpha=90^\circ$.

b) La poutre secondaire



(1) La variation du moment fléchissant

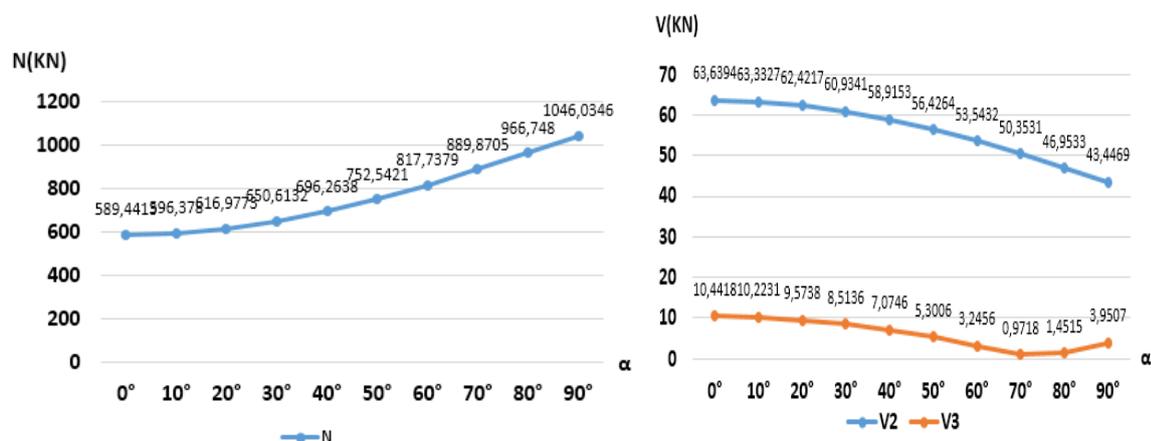
(2) La variation du l'effort tranchant

Figure IX.6 :Les sollicitations dans la poutre secondaire suivant la direction du séisme

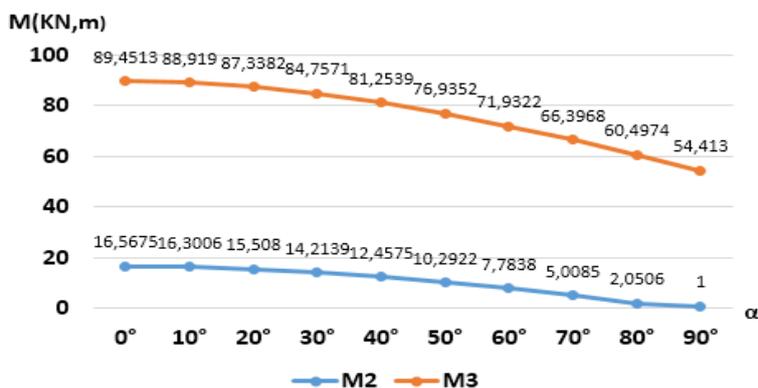
❖ **Commentaires :**

- (1) On remarque que la direction la plus défavorable du séisme est à l'angle $\alpha= 0^\circ$ ou on a un moment maximal de $M=63,60$ KN.m jusque une valeur minimal de $M=1,039$ KN.m à l'angle $\alpha= 90^\circ$.
- (2) On observe que la direction la plus défavorable du séisme est à un angle $\alpha= 0^\circ$ ou on a un effort tranchant maximale de $V=40,07$ KN jusque une valeur minimal de $V=-1,67$ KN à l'angle $\alpha= 90^\circ$

IX.7. Influence de l'angle d'incidence du séisme sur les sollicitations dans les voiles



(1) La variation de l'effort normal (2) La variation de l'effort tranchant



(3) La variation du moment fléchissant

Figure IX.7 : Les sollicitations dans le voile suivant la direction du séisme

❖ **Commentaires :**

- (1) L'action sismique développe une force axiale maximale dans le voile $N=1046,03\text{KN}$ à un angle $\alpha=90^\circ$, qui est supérieur à celle de $N=589,44,77\text{KN}$ ou $\alpha=0^\circ$.
- (2) On examine l'influence de la direction de séisme sur la variation de l'effort tranchant. la valeur plus défavorable ou $\alpha=0^\circ$ de $V_2=63,63\text{KN}$ et une valeur minimal ou $\alpha=90^\circ$ de $V_2= 43,44\text{KN}$ suivant l'axe 2.2 et suivant axe 3.3 la valeur maximal ou $\alpha=0^\circ$ de $V_3= 10,44\text{KN}$ et la valeur inferieur ou $\alpha=90^\circ$ de $V_3=3,95\text{KN}$.

(3) On examine l'influence de la direction de séisme sur la variation de moment fléchissant. la valeur plus défavorable ou $\alpha=0^\circ$ de $M=89,45$ KN.m et une valeur minimal ou $\alpha=90^\circ$ de $M=54,41$ KN.m suivant l'axe 3.3 et suivant axe 2.2 on remarque que la courbe de moment fléchissant présent une courbe approximativement constante, avec un légèrement différence entre les valeurs mais on enregistre toujours les valeurs max au niveau des angles 0° et 90° .

IX.8. Conclusion :

Il ressort à cette analyse que la réaction sismique à la base (E_x et E_y) et le déplacement horizontale maximal (Δx et Δy) sont maximales suivant l'une des directions principales du bâtiment x ou y.

La direction la plus défavorable du séisme est pratiquement suivant les axes principaux du bâtiment.

Pour les sollicitations (M_{33} , M_{22} , V_{33} , V_{22}) au niveau des poteaux et des voiles sont aussi extrêmes pour $\alpha=0^\circ$ et $\alpha=90^\circ$. la contrainte normale maximale sur les poteaux est maximale suivant les plans principaux du bâtiment.

Les efforts normale sont extrême pour $\alpha=90^\circ$.

Pour les poutres principales et secondaire on a remarqué aucun changement des sollicitations (M_{33} , V_{22}) qui et reste extrême à $\alpha=0^\circ$ pour les poutres P.S et à $\alpha=90^\circ$ pour P.P .

La direction la plus défavorable du séisme est pratiquement suivant les axes principaux du bâtiment.

Les résultats obtenus à travers cette étude dynamique montrent que la réponse dynamique et les sollicitations du bâtiment sont maximales suivant les axes principaux.

CONCLUSION

GENERALE

Conclusion générale

Dans ce projet nous avons effectué une étude détaillée d'un bâtiment R+5 en béton armé situé en zone de sismicité moyenne (zone II a) , Il est implanté dans la commune BIR GHBALOU wilaya de BOUIRA.

Les sollicitations obtenues à travers l'analyse de ce dernier sous chargements permanents, variables et sismiques, nous ont permis de dimensionner les éléments secondaires ainsi que les éléments porteurs de la structure.

Par la suite le bâtiment choisi est analysé l'effet de la direction de la force sismique en faisant varier l'angle d'incidence du séisme dans le but d'analyser son comportement dynamique.

Afin de montrer cet effet, on a analysé l'influence d'angle d'incidence du séisme sur la réaction sismique à la base , le déplacement horizontale maximal, en suite les sollicitations pour les poteaux, les poutres et les voiles.la grande conclusion ayant été tirées nous montrent que la réponse sismique maximale de la structure est toujours coïncidé aux axes principaux.

Pour terminer, on déduit que l'angle d'incidence du séisme n'a aucune influence sur la réponse sismique de la structure qu'on étudie, donc la direction la plus défavorable du séisme est toujours suivant les axes principaux du bâtiment.

Sur la base de cette étude un peu limitée , on peut proposer de faire des études ou travaux complémentaires sur toute les typologies structurelles (régulière, irrégulière, en plan, en élévation, avec ou sans voile parasismique,...) en tenant compte aussi de la composante verticale du séisme, et voir est-ce que la réponse sismique de la structure peut être différente pour des angles de direction du séisme différent des axes principaux du bâtiment.

Enfin , nous espérons que ce modeste travail va constituer une référence fiable et crédible pour les promotions à venir.

RÉFÉRENCES

BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques

- [1]. Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A99/V2003), document technique réglementaire (DTR Bc 22 : Charges et surcharges), Béton Armé (BAEL 91/ Modifier 99), Règles De Conception Et De Calcul Des Structures En Béton Armé (CBA93).
- [2]. Cours de Béton armé 3ème année , Master I .
- [3]. AMIROUCHE Rami et M'RABET Khalid , Recherche bibliographique sur la réduction du risque sismique, Mémoire de Master, Université du 8 Mai 1945 Guelma, Juin 2016.
- [4]. SEMINAIRE CGS : ANALYSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES -Les 04, 05 et 06 Juin 2012, Rafik TALEB, (Attaché de Recherche, CGS).
- [5] .M. Athanatopoulou, A. Tsourekas & G. Papamanolis, Variation of response with incident angle under two horizontal correlated seismic components, Earthquake Resistant Engineering Structures, vol 81. 2005.
- [6]. BOUDIA Amel et KHATIRI Nasreddine, Etude de l'effet de la direction du séisme sur le comportement et le dimensionnement d'un bâtiment en béton armé ,Mémoire de Master, Université Abou Bekr Belkaid Tlemcen , Juin 2016.

Logiciels utilisés :

CSI ETABS V 16.2.1

SOCOTEC

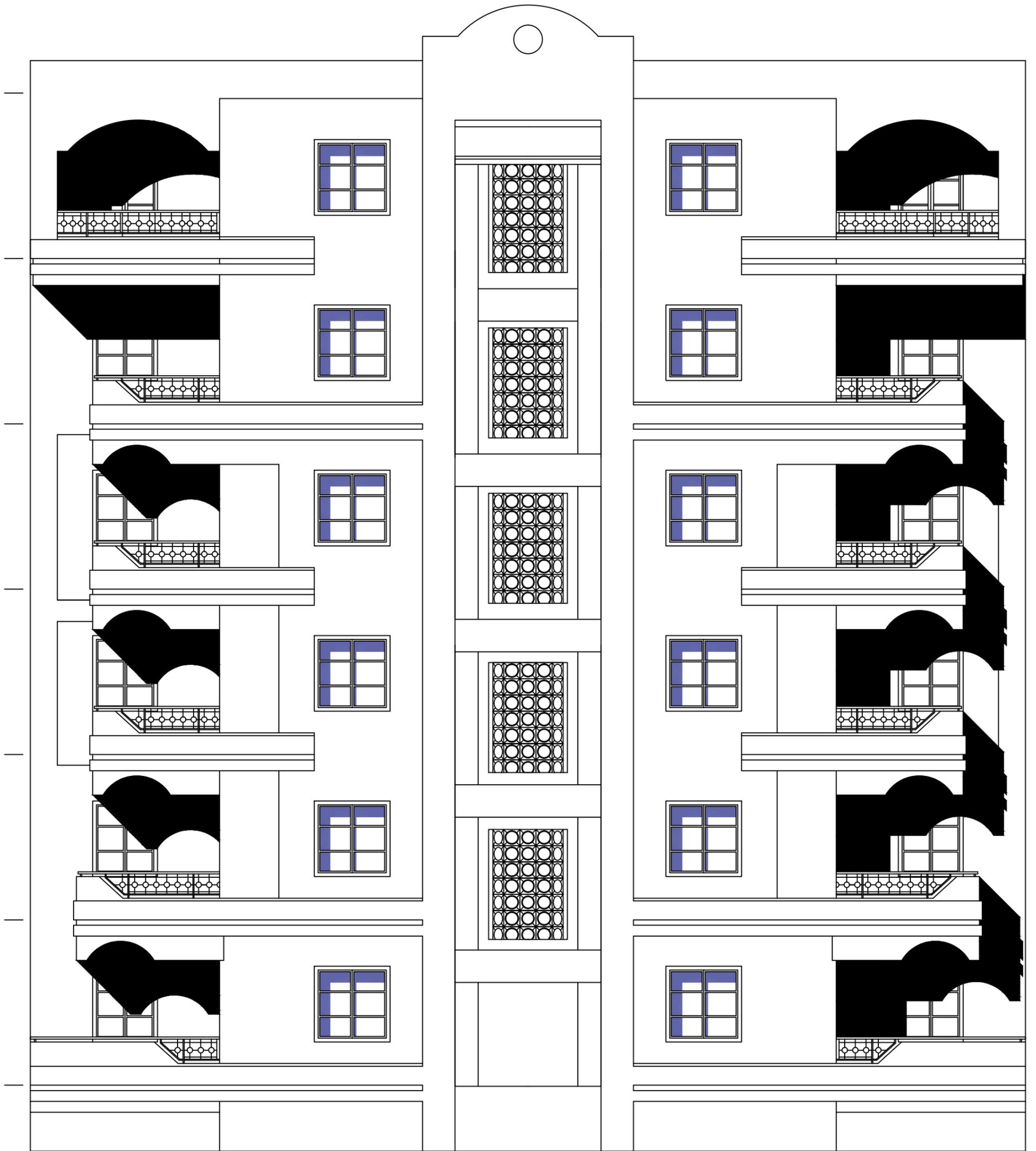
Auto CAD 2019

RDM 6

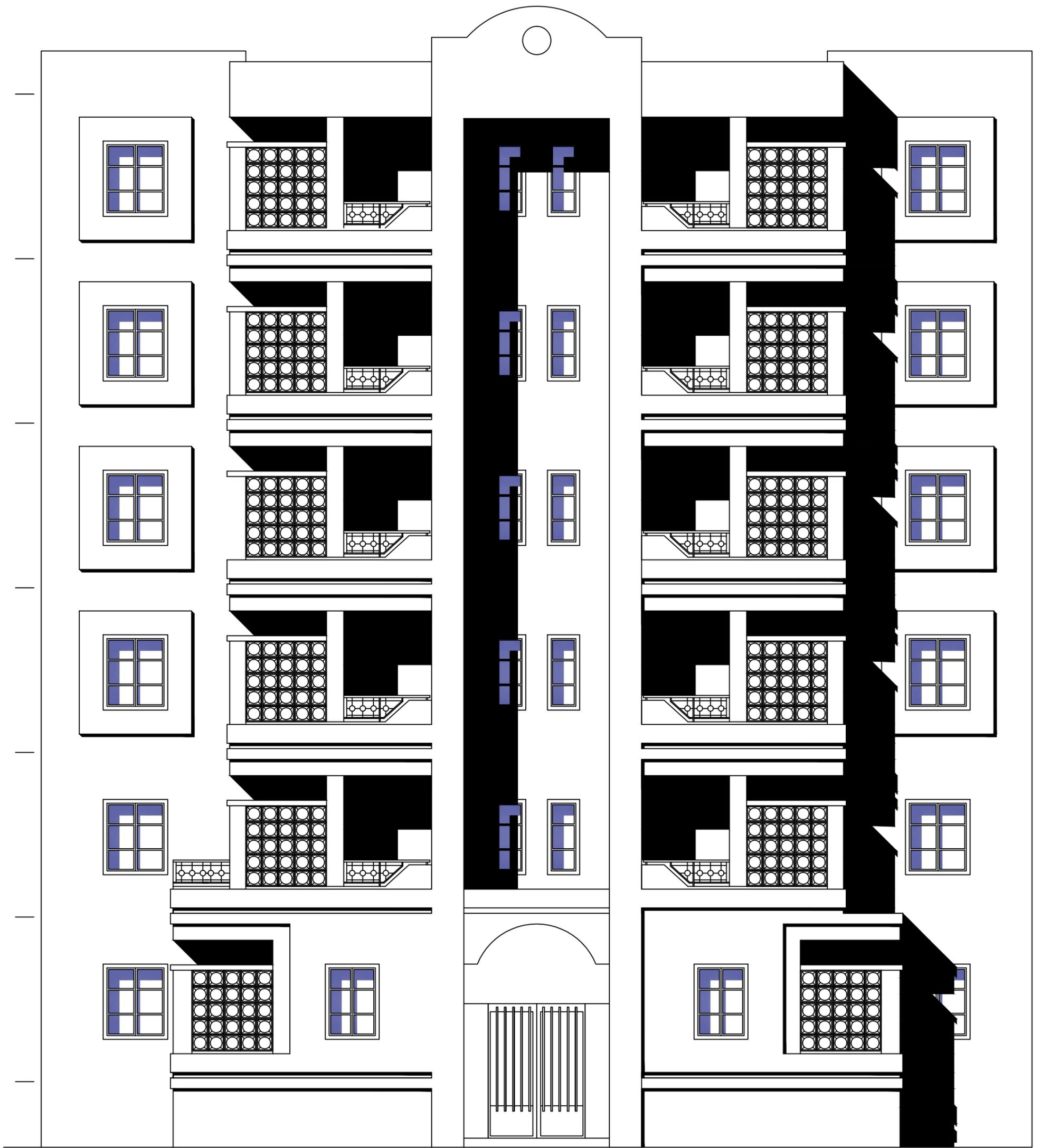
Microsoft Word 2013

Microsoft Excel 2013

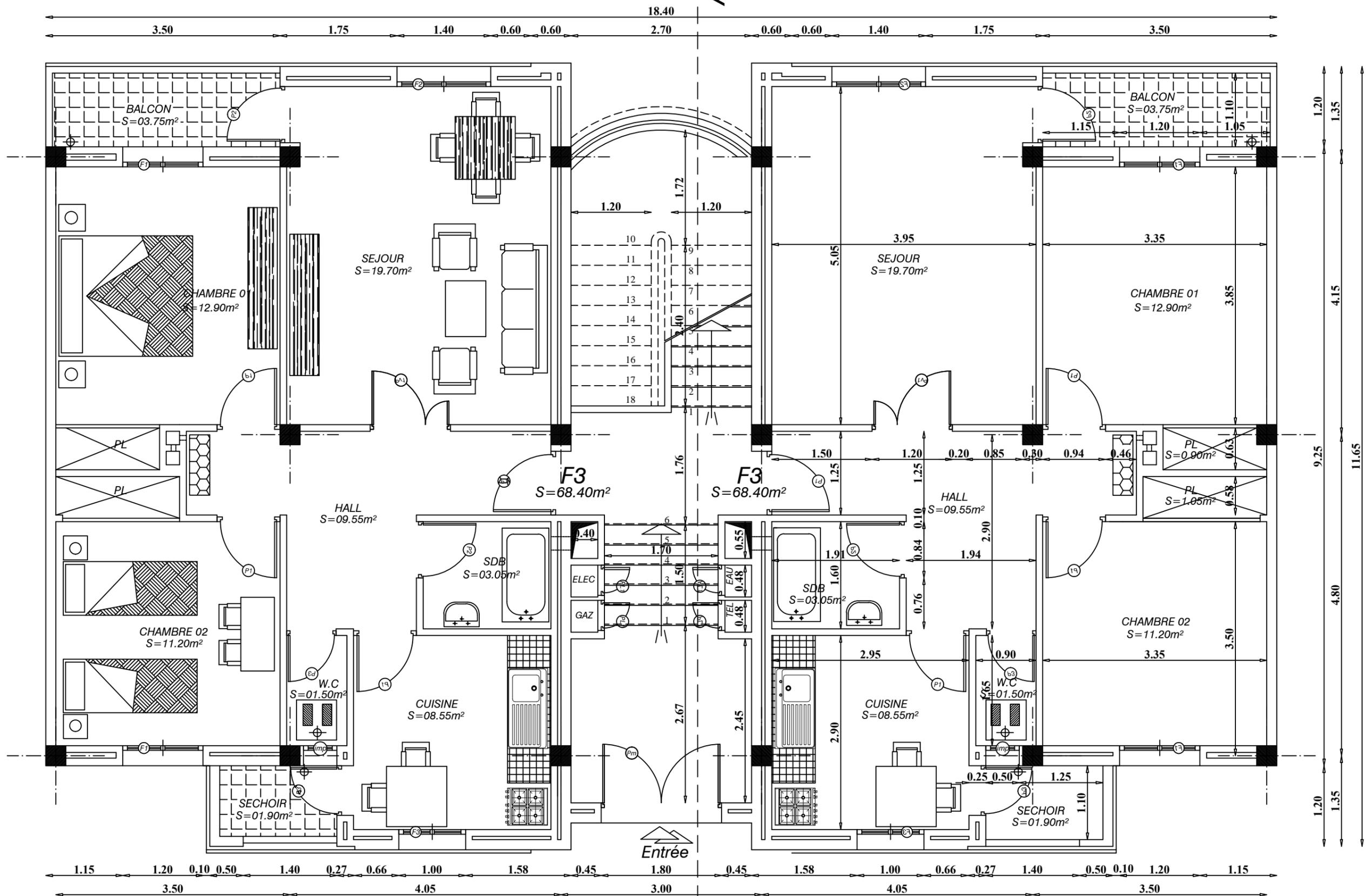
ANNEXES



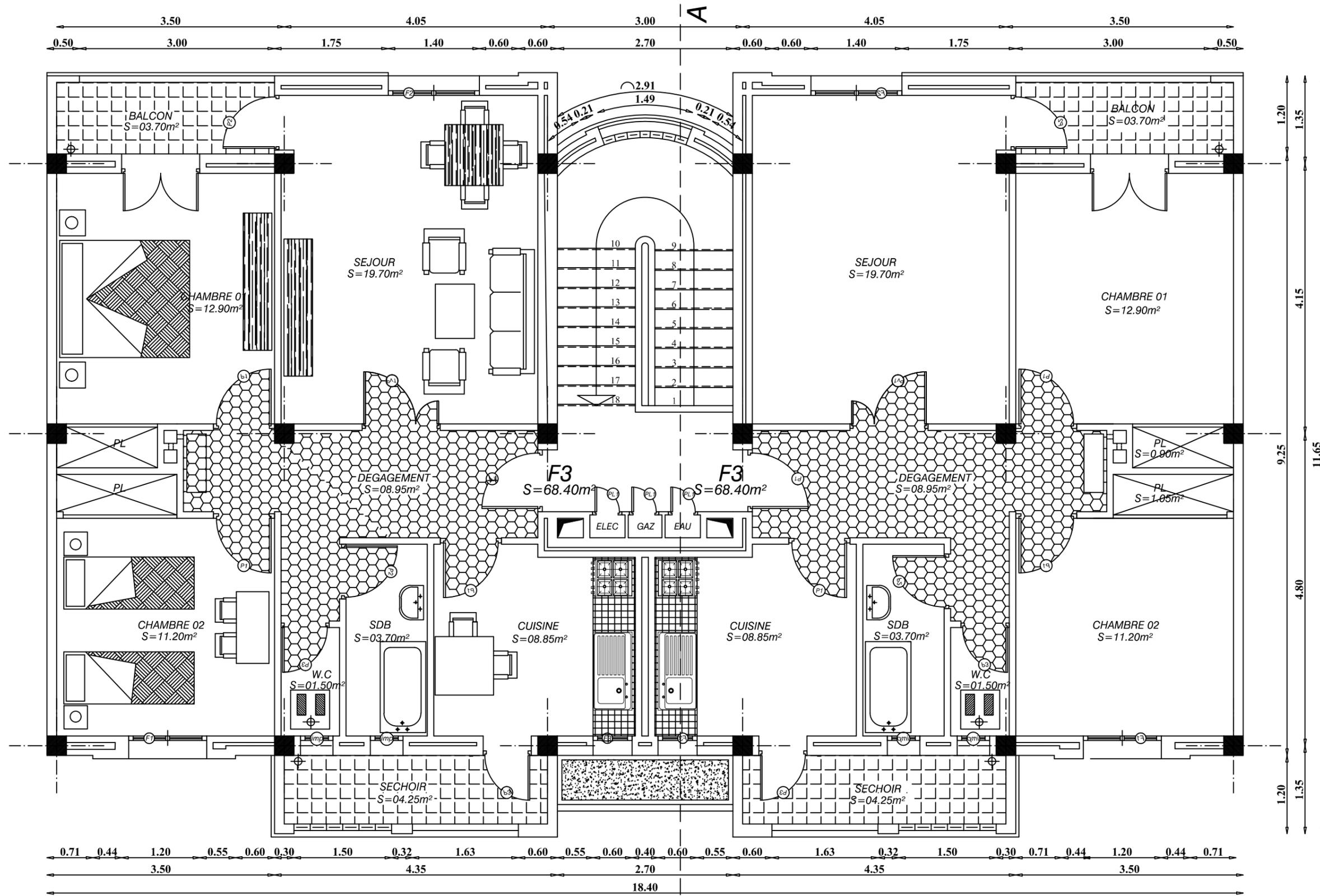
FACADE PRINCIPALE



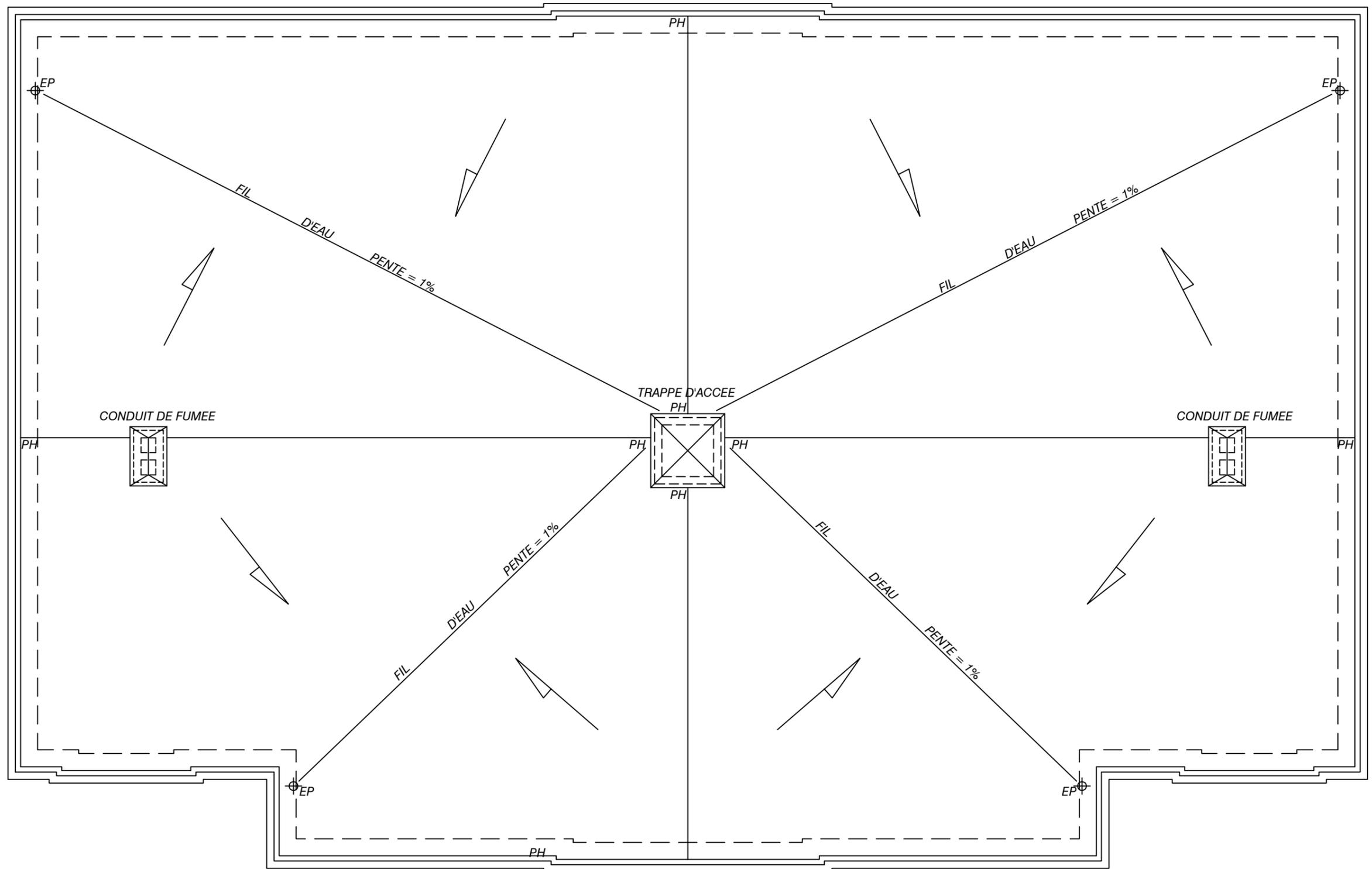
FACADE POSTERIEURE



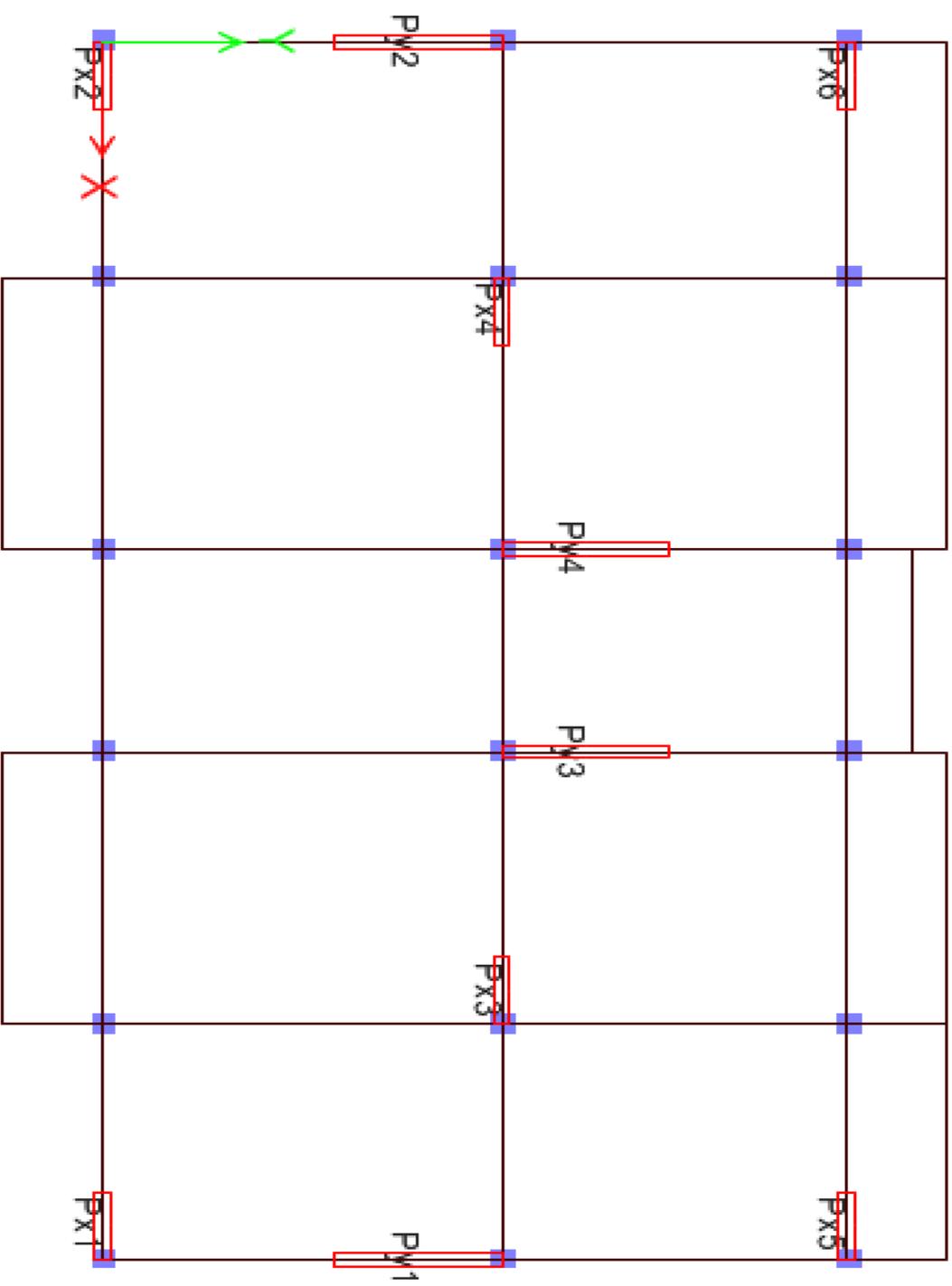
VUE EN PLAN REZ DE CHAUSSEE



VUE EN PLAN DERNIER ETAGE

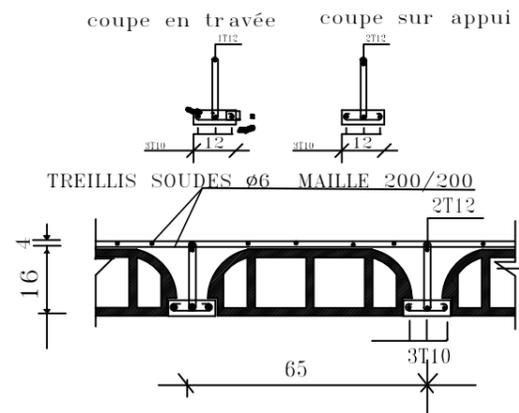


VUE EN PLAN TERRASSE

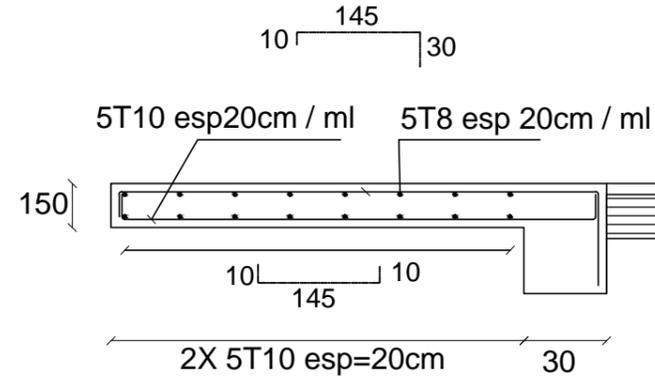
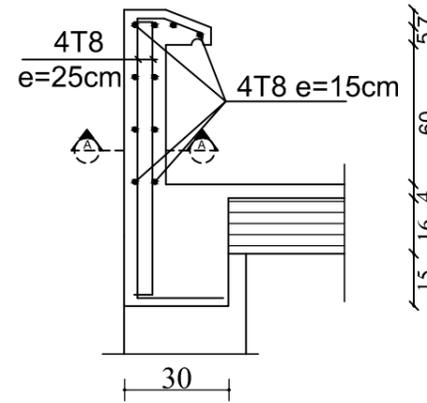


plan de réperage des voiles

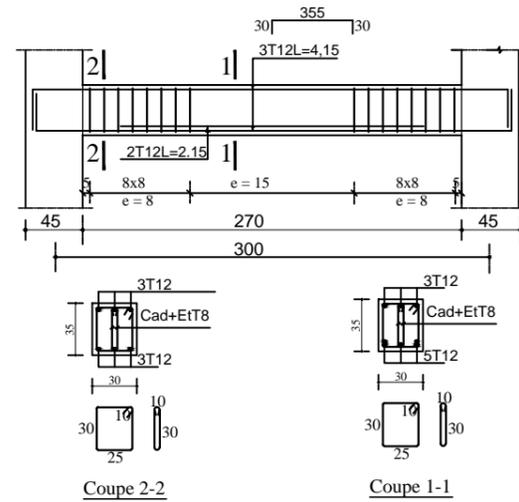
Ferraillage Plancher Corps Creux



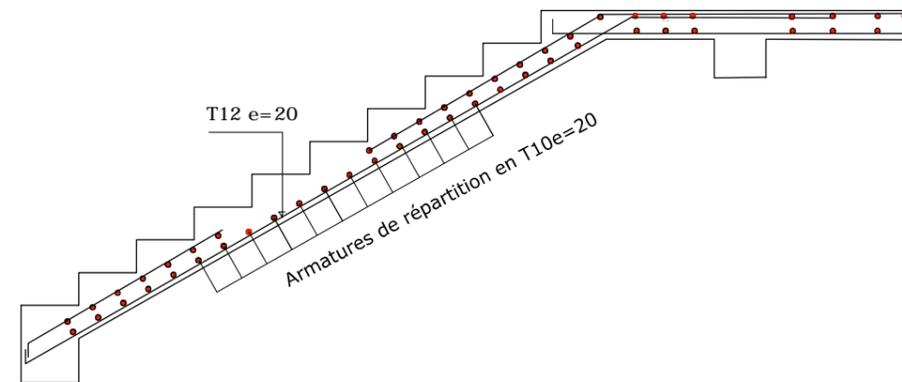
Ferraillage Poutre



Ferraillage Poutre Palier (30x35)



Ferraillage De L'escalier (Etagé Courant)



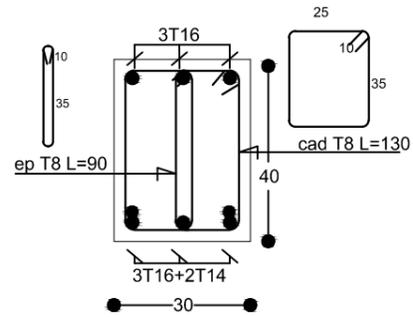
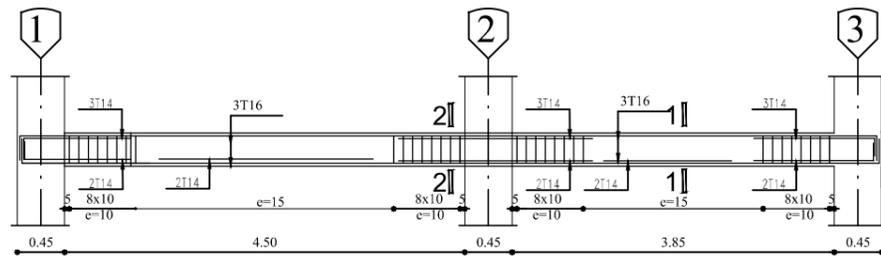
République algérienne démocratique et populaire
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ - BOUIRA -
Faculté des sciences et des sciences appliquées
Département de génie civil

PROJET DE FIN D'ETUDE:

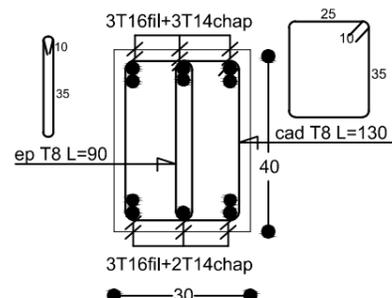
INFLUENCE DE L'ANGLE D'INCIDENCE DU SEISME
SUR LA REponse SISMIQUE D'UN BATIMENT DE
FORME REGULIERE EN BETON ARME

PLAN DE FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRE

PP(30x40)

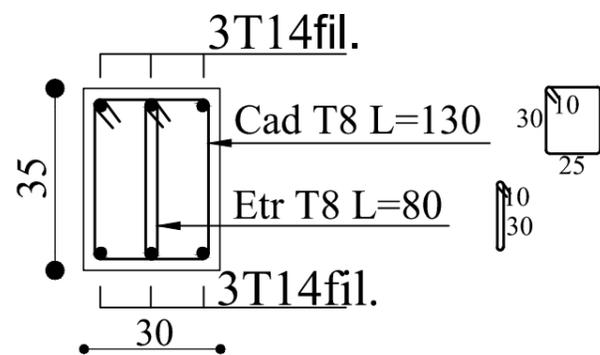
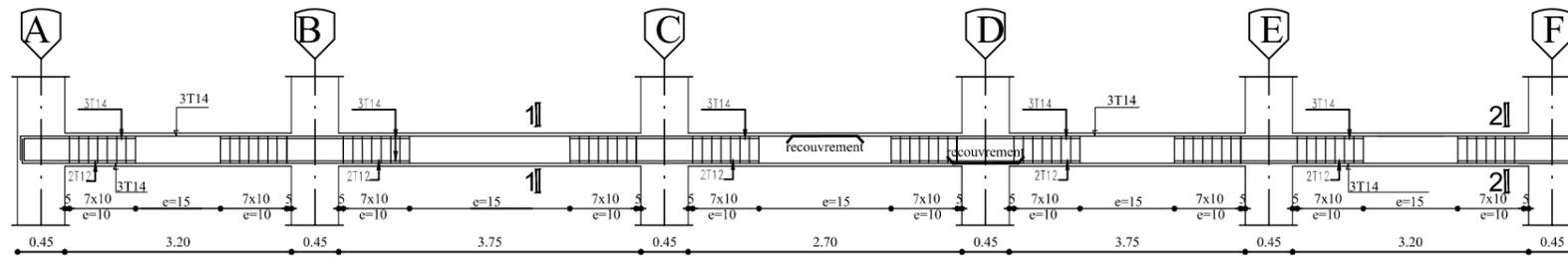


Coupe 1-1

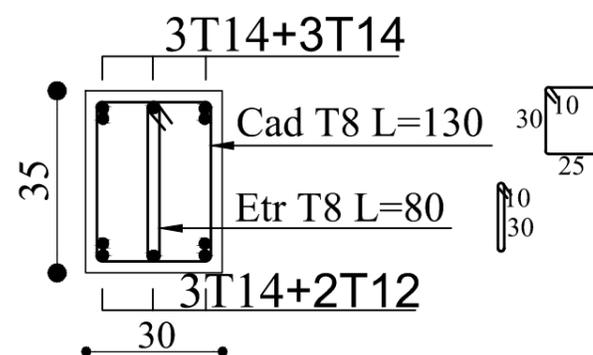


Coupe 2-2

PS(30x35)



Coupe 1-1



Coupe 2-2

République algérienne démocratique et populaire

UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ - BOUIRA -

Faculté des sciences et des sciences appliquées

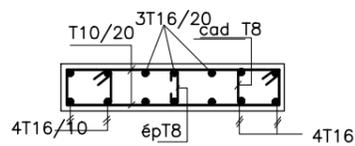
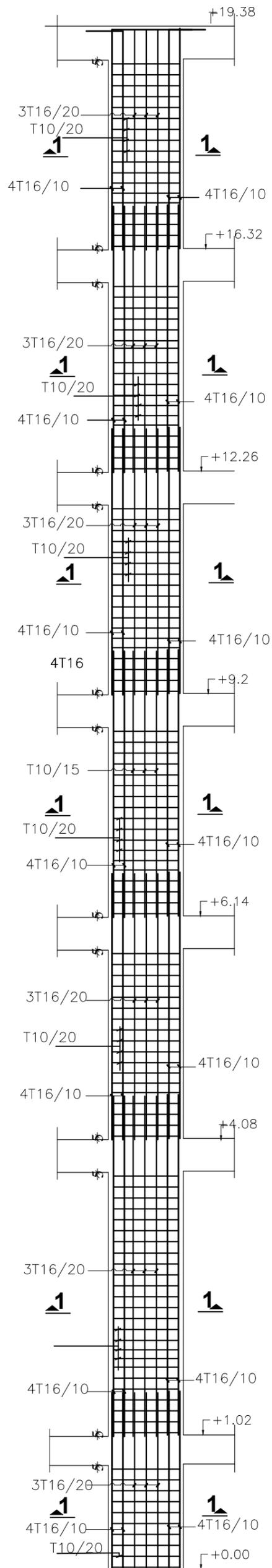
Département de génie civil

PROJET DE FIN D'ETUDE:

INFLUENCE DE L'ANDLE D'INCIDENCE DU SEISME
SUR LA REPONCE SISMIQUE D'UN BATIMENT DE
FORME REGULIERE EN BETON ARME

PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES

FERRAILLAGE VOILE:TYPE1(100x20)



COUPE(1-1)

République algérienne démocratique et populaire

UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ - BOUIRA -

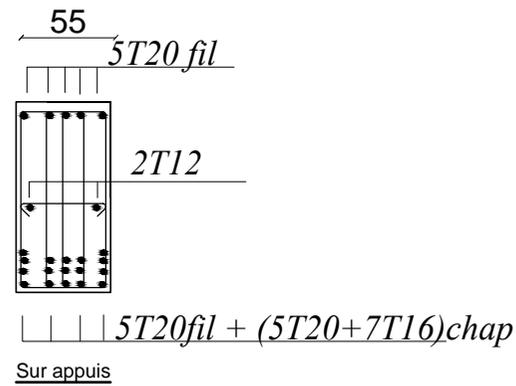
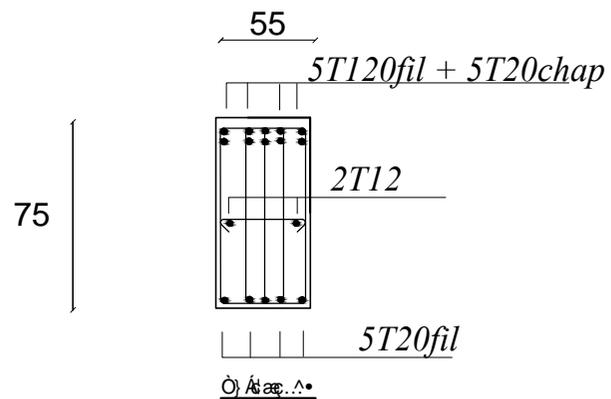
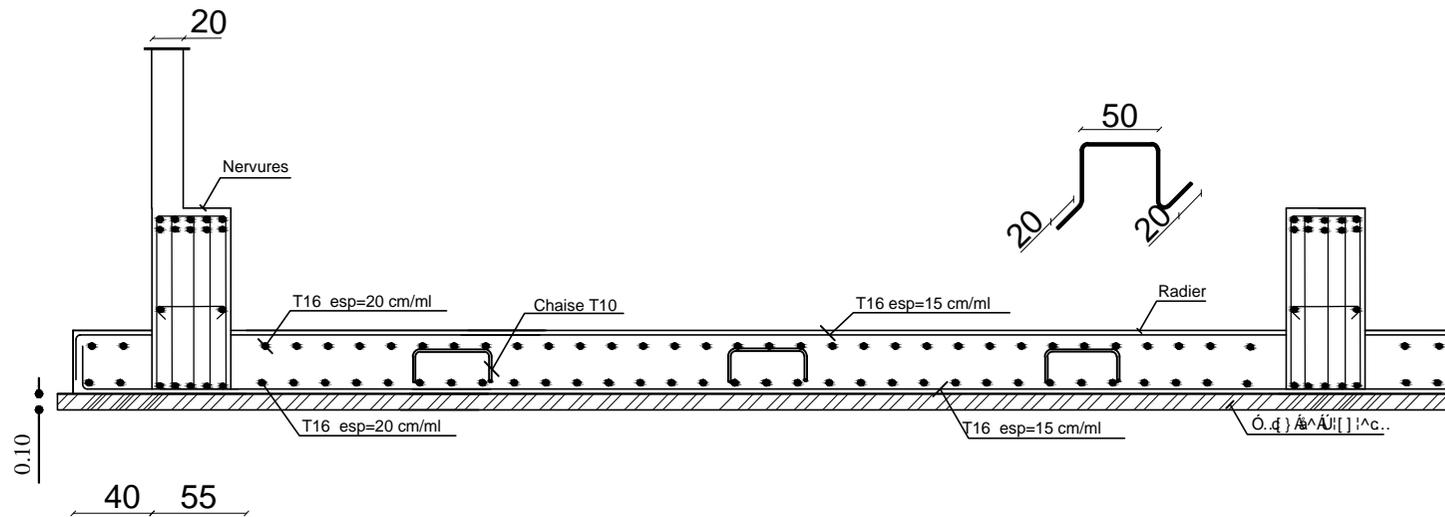
Faculté des sciences et des sciences appliquées

Département de génie civil

PROJET DE FIN D'ETUDE:

**INFLUENCE DE L'ANDLE D'INCIDENCE DU SEISME
SUR LA REPONCE SISMIQUE D'UN BATIMENT DE
FORME REGULIERE EN BETON ARME**

PLAN DE FERRAILLAGE DES VOILES (type1)



République algérienne démocratique et populaire
 UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ - BOUIRA -
 Faculté des sciences et des sciences appliquées
 Département de génie civil
 PROJET DE FIN D'ETUDE:
 INFLUENCE DE L'ANGLE D'INCIDENCE DU SEISME
 SUR LA REONSE SISMOLOGUE D'UN BATIMENT DE
 FORME REGULIERE EN BETON ARME

PLAN DE FERRAILLAGE DU RADIER