

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique.
Ecole Nationale Polytechnique.



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département Génie Civil

Mémoire de Projet de Fin d'Etudes pour l'obtention du diplôme
d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

**Etude d'un bâtiment (R+15+2SS+2ES) stabilisé
par des voiles en béton armé**

Omar BELBAHAR et Lahcene CHERBAL

Sous la direction de Mme: Nadjia BAUCHE

Présenté et soutenu publiquement le (21/06/2017)

Devant le jury composé de :

Présidente:	Mme R. MITICHE - KETTAB	Professeur à l'école nationale polytechnique
Rapporteur:	Mme. N. BAUCHE	MAA à l'école nationale polytechnique
Examineurs:	Mr R. BOUTEMEUR	MAA à l'école nationale polytechnique
	Mr M. DEMIDEM	MAA à l'école nationale polytechnique

ENP 2017

Ecole Nationale Polytechnique : 10, Avenue Hassen Badi BP182 El-Harrach 16200 Alger (Algérie)

Tel : +213 21 52 53 01/03 - Fax : +213 21 59 29 73

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique.
Ecole Nationale Polytechnique.



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département Génie Civil

Mémoire de Projet de Fin d'Etudes pour l'obtention du diplôme
d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

**Etude d'un bâtiment (R+15+2SS+2ES) stabilisé
par des voiles en béton armé**

Omar BELBAHAR et Lahcene CHERBAL

Sous la direction de Mme: Nadjia BAUCHE

Présenté et soutenu publiquement le (21/06/2017)

Devant le jury composé de :

Présidente:	Mme R. MITICHE - KETTAB	Professeur à l'école nationale polytechnique
Rapporteur:	Mme. N. BAUCHE	MAA à l'école nationale polytechnique
Examineurs:	Mr R. BOUTEMEUR	MAA à l'école nationale polytechnique
	Mr M. DEMIDEM	MAA à l'école nationale polytechnique

ENP 2017

Ecole Nationale Polytechnique : 10, Avenue Hassen Badi BP182 El-Harrach 16200 Alger (Algérie)

Tel : +213 21 52 53 01/03 - Fax : +213 21 59 29 73

ملخص

تركزت هذه الدراسة حول التصميم الزلزالي لمبنى متعدد الطوابق (طابقين أرضيين، طابقين بينيين، طابق سفلي وخمسة عشر طابقاً) من الخرسانة المسلحة. يتواجد المبنى في منطقة بئر مراد رايس بالجزائر العاصمة ذات نشاط زلزالي قوي وفقاً للأنظمة الوطنية المعمول بها (RPA99version2003).

هيكل البناية يتكون من جدران حاملة فقط، وقد أنجزت الدراسة الديناميكية للمبنى بواسطة البرنامج ' Robot '.

أما بالنسبة لدراسة البنية التحتية، فقد أدت بنا إلى اعتماد أساسات مساحية (لبشات)

الكلمات المفتاحية:

مبنى، خرسانة مسلحة، نظام تدعيم، جدران حاملة، ديناميك، أساسات مساحية

ABSTRACT

The study carried out focuses on the seismic design of a multi-storey building (two basements, two entresols, a ground floor and fifteen storeys) reinforced concrete. It will be located in Bir Mourad Raïs in the wilaya of Algiers, classified according to the Algerian seismic regulations, as a zone of high seismicity.

The framework of the building consists solely of reinforced concrete shear walls. The study of the dynamic behavior under seismic actions was done according to regulation RPA99 / 2003. The modeling of the building is carried out using Robot software.

The study of the infrastructure has resulted in a shallow foundation type ribbed raft foundation.

Keywords:

Building, reinforced concrete, bracing, shear walls, dynamic, raft.

RESUME

L'étude réalisée porte sur le dimensionnement parasismique d'un bâtiment multi-étages (R+15 +2 sous-sols+ 2entresols) en béton armé. Il sera implanté à Bir Mourad Raïs dans la wilaya d'Alger, classée selon le règlement parasismique algérien, comme zone de forte sismicité.

L'ossature du bâtiment comporte uniquement de voiles en béton armé. L'étude du comportement dynamique sous actions sismiques s'est faite suivant le règlement RPA99/2003. La modélisation du bâtiment est réalisée à l'aide du logiciel Robot.

L'étude de l'infrastructure a abouti à une fondation superficielle de type radier général nervuré.

Mots clés :

Bâtiment, béton armé, contreventement, voiles, dynamique, radier.

DEDICACES

Je dédie ce mémoire à

Ma mère (oumi), qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude.

Mon père, qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi.

Mes deux petits frères BILEL et SIDALI, et le reste de la famille pour *leur générosité et leur présence permanentes.*

Mon ami Reda TEIBI, pour son soutien et l'aide qui m'a apportée.

Nulle œuvre n'est exaltante que celle réalisée avec le soutien des personnes qui nous sont proches.

Omar.

DEDICACES

En signe de respect et de reconnaissance, Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents

Ma grand-mère

Mes sœurs Salsabil et Bassma

Mon frère Ziad

Mes cousins, mes cousines, surtout Raouf, Sahar et Bouchra

Toute ma famille

Mon prof de maths Mr. Ali MOKHTARI

Mes amis sans exception

Lahcene.

TABLE DES MATIERES

LISTE DES FIGURES	
LISTE DES TABLEAUX	
INTRODUCTION GENERALE.....	13

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1. Introduction.....	16
I.2. Implantation de l'ouvrage	16
I.3. Présentation du bâtiment	16
I.3.1. Dimensions en plan	17
I.3.2. Dimensions en élévation	17
I.4. Conception de l'ouvrage	18
I.4.1. Système structural.....	18
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux	20
I.5.1. Béton	20
I.5.2. Résistance à la compression.....	20
I.5.3. Résistance à la traction.....	21
I.5.4. Contraintes limites	21
I.5.5. Acier.....	22
I.5.6. Caractéristiques mécaniques	22
I.5.7. Contraintes limites	22
I.5.8. Module d'élasticité longitudinale.....	23
I.5.9. Diagrammes de contraintes - déformations	23
I.6. Conclusion	24

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

II.1. Introduction.....	26
II.2. Pré dimensionnement des éléments	26
II.2.1. Planchers	26
II.2.2. Plancher dalle pleine	27
II.2.3. Plancher à corps creux.....	29
II.2.4. Voiles ou murs de contreventement.....	30
II.2.5. Poutres.....	32
II.3. Evaluation des charges et surcharges	33
II.3.1. Plancher terrasse.....	34
II.3.2. Plancher courant	36
II.3.3. Balcon	36
II.3.4. Mur avec double cloison	37
II.3.5. Mur avec une cloison.....	37
II.3.6. Acrotère.....	37
II.3.7. Ascenseur	38
II.3.8. Escalier	38

II.4. Descente de charges	41
II.5. Conclusion	43

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

III.1. Introduction.....	45
III.2. Acrotère.....	45
III.2.1. Dimensions	46
III.2.2. Evaluation des sollicitations :	46
III.2.3. Combinaisons des charges	46
III.2.4. Calcul du ferrailage	46
III.2.5. Composante horizontale de la charge sismique :.....	47
III.2.6. Condition de non fragilité :.....	48
III.2.7. Vérification des contraintes	49
III.2.8. Effort tranchant	50
III.3. Garde-corps	50
III.3.1. Evaluation des sollicitations	50
III.3.2. Calcul du ferrailage	51
III.3.3. Vérification au cisaillement	51
III.3.4. Composante horizontale de la force sismique	51
III.4. Escaliers	52
III.4.1. Définition	52
III.4.2. Caractéristiques géométriques	53
III.4.3. Prédimensionnement de la paillasse et le palier de repos	53
III.4.4. Combinaisons des charges	54
III.4.5. Evaluation des sollicitations	54
III.4.6. Calcul de ferrailage	56
III.5. Balcons	57
III.5.1. Calcul des actions	57
III.5.2. Calcul des sollicitations.....	58
III.5.3. Calcul du ferrailage	59
III.5.4. Calcul à l'ELU.....	59
III.5.5. Vérification à l'ELS	60
III.6. Planchers	61
III.6.1. Introduction.....	61
III.6.2. Planchers à corps creux	61
III.6.3. Dalles pleines	69
III.7. Conclusion	73

CHAPITRE IV: ÉTUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction	75
IV.2. Méthodes de calcul	75
IV.2.1. Conditions d'application de des méthodes de calcul.....	75
IV.2.2. Présentation de la méthode modale spectrale.....	76
IV.2.3. Nombre de modes à considérer.....	77
IV.3. Modélisation de la structure analysée.....	77

IV.3.1. Description de la modélisation.....	78
IV.3.2. Modélisation des éléments structuraux	78
IV.3.3. Modélisation de la masse.....	78
IV.3.4. Caractéristiques de la structure et de l'analyse modale.....	78
IV.4. Analyse modale	79
IV.4.1. Spectre de réponse de calcul	79
IV.4.2. Observations des résultats.....	81
IV.4.3. Vérification de la période.....	83
IV.5. Combinaison du mouvement sismique.....	83
IV.5.1. Combinaisons des modes.....	83
IV.5.2. Combinaisons des réponses modales	84
IV.5.3. Combinaisons des composantes du mouvement sismique	85
IV.6. Analyse sismique.....	85
IV.6.1. Combinaisons de charges.....	85
IV.6.2. Caractéristiques géométriques	85
IV.6.3. Effort sismique aux différents niveaux.....	86
IV.6.4. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	87
IV.6.5. Vérification au renversement	87
IV.6.6. Vérification des déplacements latéraux inter- étages	88
IV.6.7. Justification vis à vis de l'effet P - Δ	89
IV.7. Conclusion.....	90

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction	92
V.2. Ferrailage des poutres.....	92
V.2.1. Combinaisons des charges	94
V.2.2. Recommandation du RPA99/2003.....	94
V.2.3. Schéma de ferrailage des poutres	95
V.2.4. Armatures transversales	95
V.2.5. Schéma de ferrailage des poutres	96
V.3. Ferrailage des voiles.....	97
V.3.1. Condition du RPA99/2003	94
V.3.2. Ferrailage vertical.....	94
V.3.3. Ferrailage horizontal	100
V.4. Conclusion.....	102

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction	104
VI.2. Choix de type.....	104
VI.2.1. Détermination de la surface du radier	104
VI.3.3. Condition sur la rigidité	106
VI.4. Caractéristique géométriques.....	107
VI.4.1. Centre de gravité.....	107
VI.4.2. Moments d'inertie.....	107
VI.5. Détermination des charges et surcharges	107

VI.6. Divers Vérifications	108
VI.6.1. Vérification au poinçonnement	108
VI.6.2. Vérification de l'effort de sous pression	109
VI.6.3. Vérification au Renversement.....	109
VI.6.4. vérification des contraintes.....	109
VI.7. Ferrailage du radier.....	110
VI.8. Ferrailage des nervures	112
VI.8.1. Evaluation des charges.....	112
VI.9. Ferrailage du débordement	115
CONCLUSION GENERALE	116
BIBLIOGRAPHIE	118
ANNEXE A	119
ANNEXE B	123
ANNEXE C	127

Liste de figures

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Figure I.1 : Plan de situation.....	16
Figure I.2 : Façade principale.....	17
Figure I.3 : Façade latérale	17
Figure I.4 : Disposition des voiles	18
Figure I.5 : Diagramme des contraintes déformations du béton à l'ELU	21
Figure I.6 : Diagramme des contraintes déformations du béton à l'ELS.....	22
Figure I.7 : Diagramme des contraintes déformations des aciers à l'ELU.....	23

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Figure II.1 : Schéma d'un plancher a corps creux.....	29
Figure II.2 : Coupe verticale du plancher en corps creux	30
Figure II.3 : Coupe de voile en élévation	31
Figure II.4 : Coupe des voiles en plan	31
Figure II.5 : Dimensions de l'acrotère.....	38
Figure II.6 : Escaliers en béton armé	38
Figure II.7 : Différentes parties d'une marche	39
Figure II.8 : Dimensions du plancher revenant au voile V5.....	41

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère	46
Figure III.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	49
Figure III.3 : Détails et modélisation du garde corps.....	50
Figure III.4 : Schéma de ferrailage du garde corps.....	52
Figure III.5 : Escaliers à deux volées	52
Figure III.6 : Vue en plan de l'escalier.....	53
Figure III.6 : Vue en plan de l'escalier.....	53
Figure III.7 : Dimensions de l'escalier	53
Figure III.8 : Charges sur l'escalier	54
Figure III.9 : Diagramme du moment fléchissant(ELU)	55
Figure III.10 : Diagramme de l'effort tranchant(ELU).....	55
Figure III.12 : Diagramme de l'effort tranchant(ELS)	55
Figure III.11 : Diagramme du moment fléchissant(ELS)	55
Figure III.13 : Schéma statique de la poutre représentant le balcon	58
Figure III.14 : Représentation de moment fléchissant à l'ELU	58
Figure III.16 : Représentation de l'effort tranchant à l'ELU	59
Figure III.17 : Représentation de l'effort tranchant à l'ELS	59
Figure III.15 : Représentation de moment fléchissant des poutrelles à l'ELS	59
Figure III.18 : Schéma de ferrailage du balcon	61
Figure III.19 : Plancher à corps creux	62
Figure III.20 : Schéma de la poutrelle après coulage.	64

Figure III.21 : Moment fléchissant des poutrelles à l'ELU (2 travées)	65
Figure III.22 : Moment fléchissant des poutrelles à l'ELS (2 travées).....	65
Figure III.23 : Effort tranchant des poutrelles à l'ELU (2 travées)	65
Figure III.24 : Moment fléchissant des poutrelles à l'ELU (3 travées).....	65
Figure III.25 : Moment fléchissant des poutrelles à l'ELS (3 travées).....	66
Figure III.26 : Effort tranchant des poutrelles à l'ELU (3 travées)	66
Figure III.27 : Schéma de ferrailage de la dalle.....	73

CHAPITRE IV: ÉTUDE DYNAMIQUE

Figure IV.1 : Modèle 3D de la structure	79
Figure IV.2 : Spectre de réponse de calcul	81
Figure IV.4 : Représentation du mode 2 (Translation suivant x).....	82
Figure IV.3 : Représentation du mode 1 (Translation suivant y)	82
Figure IV.5 : Représentation du mode 3 (Torsion).....	82
Figure IV.6 : Effet P-Delta	89

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure V.1 : Ferrailage des poutres principales	96
Figure V.2 : Ferrailage des poutres secondaires	96
Figure V.3 : Vue en 3D de la disposition des voiles	97
Figure V.4 : Numérotation des voiles	99
Figure V.5 : Ferrailage du voile V11.....	101

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI.1 : Dimensions du radier	107
Figure VI.2 : Transmission des charges sur la surface d'impact projeté sur le plan moyen du radier	108
Figure VI.3 : Transmission des charges aux nervures.....	113
Figure VI.4 : Distribution de charges revenantes aux nervures	113
Figure VI.5 : Moment fléchissant	113
Figure VI.6 : Effort tranchant.....	114
Figure VI.7: Sections de calcul sur appui et en travée.....	114
Figure VI.8 : exemple de coupe de ferrailage de radier	115

Liste des tableaux

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse.....	35
Tableau II.2 : Charge du plancher courant	36
Tableau II.3 : Charge du balcon	36
Tableau II.4 : Charge du mur avec double cloison	37
Tableau II.5 : Charge du mur avec une cloison.....	37
Tableau II.6 : Charge du palier d'escaliers.....	40
Tableau II.7 : Charge du la volée d'escaliers	40
Tableau II.8 : Charges et surcharges du voile V5 à l'état limite ultime	42

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Tableau III.1 : Bilan des charges de l'acrotère.....	46
Tableau III.2 : Sollicitations agissant sue le garde-corps	51
Tableau III.3 : Résultats du calcul du ferrailage du garde-corps	51
Tableau III.4 : Combinaisons de charges	54
Tableau III.5 : Diagrammes des sollicitations de calcul à l'ELU et à l'ELS.....	55
Tableau III.6 : Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier.....	57
Tableau III.7 : Sollicitations de calcul.....	58
Tableau III.8 : Vérification à l'ELS	61
Tableau III.9 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation.....	62
Tableau III.10 : Sollicitations combinées de calcul des poutrelles avant coulage.....	63
Tableau III.11 : Charges sur poutrelles après coulage.....	64
Tableau III.12 : Sollicitations des poutrelles.....	64
Tableau III.13 : Charges revenant à la dalle pleine.....	70
Tableau III.14 : Valeurs des coefficients μ_x et μ_y	70
Tableau III.15 : Sollicitations de calcul.....	71
Tableau III.16 : Vérification au cisaillement selon les deux sens x, et y.....	72

CHAPITRE IV: ÉTUDE DYNAMIQUE

Tableau IV.1 : Valeurs de spectre de réponse.....	80
Tableau IV.2 : Résultats de l'analyse modale	81
Tableau IV.3 : Caractéristiques géométriques	86
Tableau IV.4 : la distribution de l'effort sismique sur les différents niveaux.....	86
Tableau IV.5 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	87
Tableau IV.6 : Vérification de la stabilité au renversement	88
Tableau IV.7 : Vérifications des déplacements Inter-étages.....	89
Tableau IV.8 : Vérification vis-à-vis de l'effet P - Δ	90

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau V.1 : Caractéristiques sous situations accidentelle et durable.....	92
Tableau V.2 : Ferrailage de la poutre principale (40 x 55)	94
Tableau V.3 : Ferrailage de la poutre secondaire (30 x 40).....	94
Tableau V.4 : Vérification des résultats vis-à-vis de l'effort tranchant	95
Tableau V.5 : Calcul de l'espacement des armatures transversales	95
Tableau V.6 : Ferrailage vertical des voiles	100
Tableau V.7 : Ferrailage vertical des voiles	101

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI.1: Efforts à la base de la structure.....	108
Tableau VI.2 : Efforts transmis au sol, fibres extrêmes et inerties.....	110
Tableau VI.3 : Calcul de ferrailage du radier	111
Tableau VI.4 : Transmission des charges triangulaires et trapézoïdales.....	112
Tableau VI.5 : Moments et efforts tranchants dans les nervures	114
Tableau VI.6 : Calcul de ferrailage des nervures	114

INTRODUCTION GENERALE

Notre formation d'ingénieur venant à sa fin, et pour mettre en pratique nos acquis théoriques et acquérir une expérience dans le domaine de la conception et du dimensionnement des bâtiments, nous nous sommes intéressés pour notre projet de fin d'études à l'examen complet d'un bâtiment à usage d'habitation et de commerce. Ce bâtiment qui comprend seize (16) niveaux en plus de deux sous-sols et deux entresols (R + 15 + 2SS + 2ES) sera implanté dans une zone de forte sismicité.

Notre rôle dans cette étude est d'analyser et de dimensionner les différents éléments porteurs de l'ouvrage en question afin d'assurer sa fonctionnalité, sa résistance mécanique pendant toute sa durée de vie. Pour ce faire, nous devons procéder à une répartition efficace des différents éléments porteurs (horizontaux et verticaux) en béton armé pour garantir la transmission des charges et surcharges vers l'infrastructure. Par conséquent, cette étude s'effectuera en respectant les lois de la résistance des matériaux et de la réglementation du béton armé aux états limites (CBA 93, BAEL 91 modifié 99).

Par ailleurs, comme le bâtiment étudié se trouve en zone de forte sismicité (zone III), une étude sismique s'avère indispensable. Cette étude sera réalisée conformément au code parasismique algérien (RPA 99/2003).

Pour mener à bien ce projet, nous avons structuré notre mémoire en trois grandes parties.

La première partie de ce mémoire présentera globalement la structure, ses éléments et ses caractéristiques, ainsi que le choix des matériaux à utiliser. Par la suite, nous verrons comment s'effectue la descente de charge sur l'ensemble du bâtiment. Celle-ci va nous permettre de prédimensionner les éléments secondaires et principaux de notre structure.

Dans une seconde partie, nous traiterons de la modélisation de la structure de notre bâtiment avec le logiciel de calcul Robot (Autodesk Robot 2014) afin de vérifier la réponse du bâtiment à une agression sismique conformément au code parasismique algérien (RPA 99/2003).

Ensuite, nous étudierons les déplacements du bâtiment ainsi que l'ensemble des contrôles exigés par les normes parasismiques algériennes. Cela va nous permettre de vérifier que les éléments dimensionnés en statique sont toujours valides sous combinaisons dynamiques.

Après l'étude du comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations sismiques, nous procéderons au calcul du ferrailage des éléments structuraux.

La troisième partie s'intéresse à l'infrastructure. Le choix du type de fondation se fera en fonction des caractéristiques du sol d'assise.

Enfin, le mémoire sera complété par le chapitre «conclusions et recommandations» qui fera une révision des principales conclusions tirées de l'étude, mettra en évidence les limitations et les contributions apportées par ce modeste projet.

CHAPITRE I

PRESENTATION DU PROJET

I.3.1. Dimensions en plan

Le bâtiment représente une régularité en plan avec une forme rectangulaire de dimensions suivantes :

- Longueur : 26.50 m
- Largeur : 13.30 m

I.3.2. Dimensions en élévation

Les dimensions en élévation sont (Fig. I.2 et Fig. I.3) :

- Hauteur total de bâtiment : 51.20 m
- Hauteur du rez de chaussé : 3.20 m
- Hauteur des étages courants : 3.20 m



Figure I.2 : Façade principale

Figure I.3 : Façade latérale

I.4. Conception de l'ouvrage

I.4.1. Système structural

La stabilité de notre bâtiment vis-à-vis des charges verticales et horizontales est assurée par une structure constituée entièrement de voiles porteurs en béton armé (contreventement par voiles). Ces voiles sont continus le long de la structure.

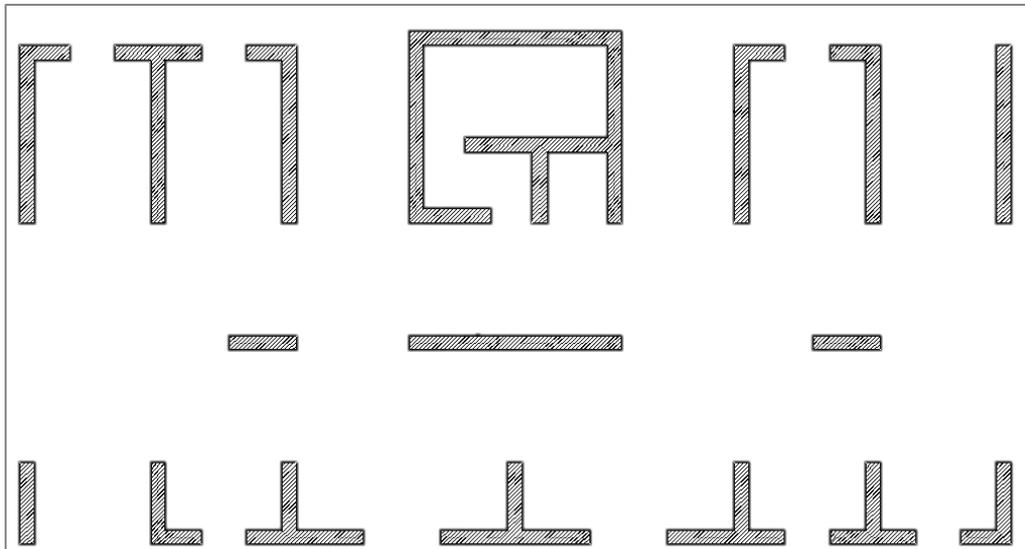


Figure I.4 : Disposition des voiles

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue en Algérie, particulièrement après le séisme de 21 mai 2003 qui a secoué les wilayas d'Alger et de Boumerdes.

Les voiles sont disposés transversalement et longitudinalement à notre bâtiment. Ils constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux. Ils assurent ainsi, dans des conditions économiques, à la fois la transmission des charges de pesanteur et le contreventement dans la direction transversale et longitudinal de notre bâtiment.

La disposition des voiles est donnée par la figure I.4.

1) Planchers

Le plancher est une aire plane horizontale, généralement rigide, séparant deux niveaux d'une construction. C'est aussi un élément porteur capable de supporter des charges et surcharges qui lui reviennent.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers : Dalles pleines, et corps creux.

Les dalles pleines sont des plaques en béton armé qui peuvent reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis.

Les corps creux sont composés de 3 éléments principaux, qui sont :

- le corps creux ou "hourdis" qui sert de coffrage perdu (ressemble aux parpaings),
- les poutrelles en béton armé ou précontrainte qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,
- et une dalle de compression armée, coulée sur les entrevous. Elle reprend les efforts de compression.

2) Maçonnerie

La maçonnerie utilisée dans ce projet est constituée de briques creuses huit (08) trous de 10 cm d'épaisseur. Cette maçonnerie est utilisée pour deux types de murs :

- Murs intérieurs : Ils sont réalisés avec une seule paroi, leur rôle est de séparer les espaces au sein d'un seul et même niveau
- Murs extérieurs : Pour des raisons d'isolation phonique et thermique, les murs extérieurs sont réalisés en double cloison avec une lame d'air de 5 cm.

3) Revêtement

Le revêtement doit garantir essentiellement l'isolation thermique et acoustique tout en présentant un aspect esthétique.

Le revêtement comprend :

- Une couche de carrelage pour les planchers,
- un enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds en plus d'une peinture pour ces derniers et les voiles porteurs,
- et un mortier de ciment pour le crépissage des murs extérieurs.

4) Escaliers

Les escaliers sont des éléments non structuraux permettant la circulation verticale dans un bâtiment donné. Notre bâtiment comprend uniquement des escaliers à deux (02) volées parallèles avec un palier de repos.

5) Ascenseur

Un ascenseur est un dispositif assurant le déplacement rapide en hauteur de passagers et objets sur les différents niveaux d'une construction. Il est indispensable lorsque le nombre d'étages est important comme pour le cas de notre ouvrage (20 niveaux).

6) Terrasse

La terrasse est un mode de couverture avec une faible pente composant le dernier plancher.

La terrasse de notre bâtiment est inaccessible aux publics, avec des pentes de 2.0% facilitant la circulation des eaux, et comportant des trous de ventilation.

7) Acrotère

C'est un élément de façade situé au-dessus de la toiture ou de la terrasse, à la périphérie du bâtiment, et constituant des rebords ou garde-corps.

Compte tenu de non accessibilité de la terrasse, notre acrotère a une hauteur de 60 cm avec une épaisseur de 10 cm.

8) Garde-corps

C'est un ensemble d'éléments formant une barrière de protection placée sur les côtés d'un escalier, ou autour d'un endroit ouvert afin d'empêcher une chute accidentelle.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés pour dimensionner et calculer le ferrailage des différents éléments composant la structure de notre bâtiment sont conformes aux codes en vigueur en Algérie (CBA 93, BAEL, RPA99/2003).

I.5.1. Béton

Ayant pour rôle fondamental la reprise des efforts de compression et de traction, le béton doit avoir une ouvrabilité appropriée (béton frais) et une certaine résistance après durcissement. La maniabilité et la résistance recherchées sont déterminées en utilisant une méthode de composition, comme par exemple la méthode de Dreux.

La résistance à la compression utilisée dans le cadre de travail a été déterminée par des essais sur béton durci.

I.5.2. Résistance à la compression

Les essais sur béton durci ont donné une résistance à la compression à 28 jours égale à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

Pour déterminer les résistances à (j), nous pouvons utiliser les relations suivantes (BAEL 91) :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,10 f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

I.5.3. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours peut être déduite de la relation suivante :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} < 60 \text{ MPa} \rightarrow f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$$

$$f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$$

I.5.4. Contraintes limites

1) Etat limite ultime (ELU)

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime est donné par :

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

Où :

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression

γ_b : Coefficient de sécurité du béton :

- 1.50 pour les combinaisons normales
- 1.15 pour les combinaisons accidentelles

θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 si la durée probable d'application est supérieure à 24 h,
- 0.9 si cette durée est comprise entre 1 h et 24 h,
- 0.85 si cette durée est inférieure à 1 h.

f_{cj} : Résistance à la compression du béton à (j) jours

La loi contrainte déformation est de type parabole rectangle (Fig 1.5).

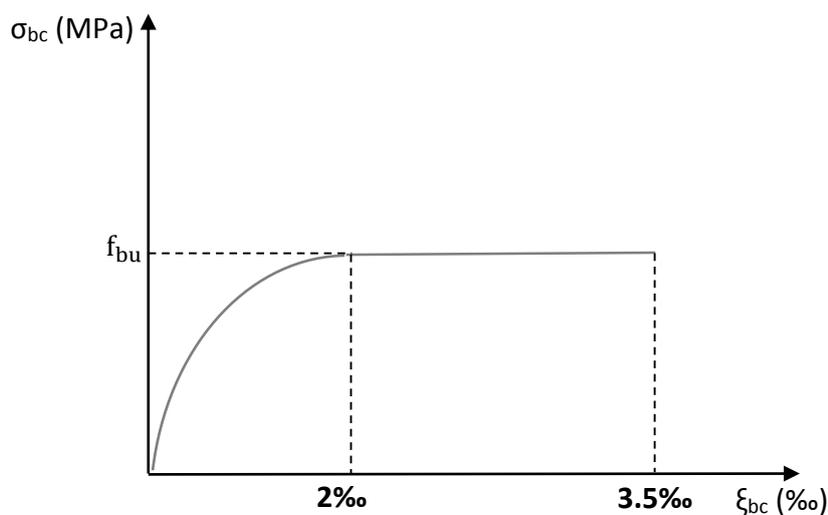


Figure I.5 : Diagramme des contraintes déformations du béton à l'ELU

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, nous avons :

- $b_{c1} = 2 \text{ ‰}$
- $b_{c2} = 3,5 \text{ ‰}$

2) Etat limite de service (ELS)

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service est donnée par :

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

A l'ELS, la loi contrainte-déformation du béton est supposée linéaire (Fig. 1.6).

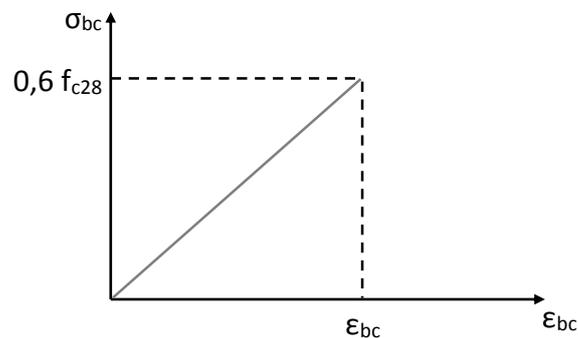


Figure I.6 : Diagramme des contraintes déformations du béton à l'ELS

I.5.5. Acier

L'acier est un alliage caractérisé, pour les ouvrages en béton armé, par sa grande résistance à la traction. En plus de satisfaire aux normes en vigueur en Algérie, l'acier mis en œuvre doit avoir une bonne adhérence pour assurer la bonne transmission des efforts entre les deux composants.

I.5.6. Caractéristiques mécaniques

Les aciers utilisés comme armatures pour le ferrailage des différents éléments de notre structure sont de type HA (haute adhérence) avec une limite d'élasticité égale à 400 MPa (FeE400).

I.5.7. Contraintes limites

a) Etat limite ultime

La contrainte ultime à l'ELU est donnée par :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

f_e : Limite élastique des aciers utilisés

γ_s : Coefficient de sécurité, égal à :

- 1,15 → Situations durables
- 1 → Situations accidentelles

b) Etat Limite de Service

La contrainte limite à l'ELS est donnée en fonction du type de fissuration, de la situation et du rôle de l'ouvrage, il existe trois (03) cas de tolérance :

- Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \sigma_{st}$
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min [2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta ft_j}]$
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min [1/2 f_e ; 90\sqrt{\eta ft_j}]$

Avec :

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

η : Coefficient de fissuration, égal à :

- 1,6 → Armatures HA
- 1 → Ronds lisses

I.5.8. Module d'élasticité longitudinale

La valeur retenue pour le module d'élasticité est :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

I.5.9. Diagrammes de contraintes - déformations

Le diagramme contraintes-déformations à l'état limite ultime (ELU) est donné par la figure ci-dessous :

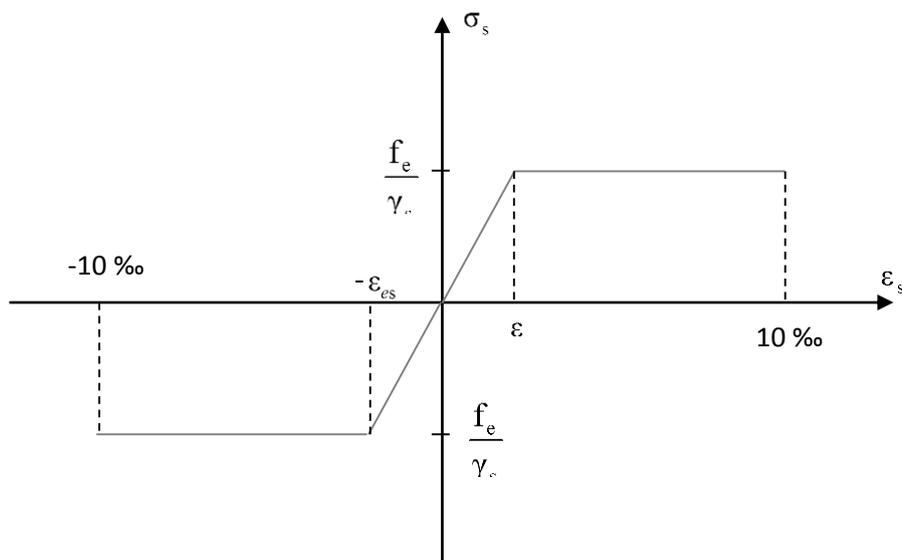


Figure I.7 : Diagramme des contraintes déformations des aciers à l'ELU

I.6. Conclusion

Le bâtiment étudié est de forme rectangulaire régulière comportant une structure composée uniquement de voiles porteurs avec des escaliers à deux volées parallèles et un palier de repos, en plus d'un ascenseur. Les éléments de notre structure sont dimensionnés conformément aux codes en vigueur en Algérie (CBA 93, BAEL, RPA99/2003).

Les caractéristiques des matériaux utilisées ont été déterminées d'après le cahier de charge (essais sur béton frais, essais sur béton durci, essais de traction des barres d'acier, etc.).

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Pré dimensionnement et évaluation des charges et surcharges

II.1. Introduction

Le Pré dimensionnement des éléments nous permet d'avoir une idée sur l'ordre de grandeur des sections des éléments constituant la structure de notre bâtiment. Ces dimensions seront par la suite vérifiées après l'étude dynamique du bâtiment.

Le pré dimensionnement des éléments est effectué en tenant compte des prescriptions réglementaires données par le RPA99/2003 et le CBA93.

II.2. Pré dimensionnement des éléments

II.2.1. Planchers

Le plancher est une plaque horizontale en béton armé infiniment rigide qui sert à séparer deux niveaux successifs.

Les planchers, comme pour les murs porteurs, doivent répondre aux critères suivants, qui sont :

a) Résistance et stabilité

Le rôle des planchers est de :

- Supporter les charges d'utilisation (charges permanentes, surcharges d'exploitation en plus de leur poids propre)
- Ne pas fléchir : Limitation de la flèche au moment du coffrage puis en cours d'utilisation
- Etre durable

b) Etanchéité et protection

- à l'air
- au feu

c) Isolation thermique et acoustique

- Isolant thermiquement
- Isolant acoustiquement

d) Fonction architecturale

- Aspect décoratif en sous face

e) Fonctions techniques

- Facilité de mise en œuvre
- Liaisons avec les porteurs verticaux
- Passage de gaines (eau, chauffage, électricité, ...)

Notre bâtiment comporte deux types de plancher :

- Plancher avec dalle pleine, poutres secondaires et poutres principales réservé au hall d'accès,
- et plancher à corps creux pour tout le bâtiment.

II.2.2. Plancher dalle pleine

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs en maçonnerie portante) ou ponctuels (poteaux).

Pour le pré dimensionnement des dalles, nous prenons en considération la dalle dont les portées entre nu d'appui sont les plus grandes.

Par convention, on désigne par l_x la petite portée de la dalle et par l_y la grande portée.

Soit ρ l'élanement de la dalle considérée, il est égal à :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Où :

l_x = portée de la suivant x

l_y = portée de la dalle suivant

Si :

- $\rho < 0.4$ → Dalle portant suivant un seul sens
- $0.4 \leq \rho \leq 1$ → Dalle portant suivant les deux sens

L'épaisseur « e » doit satisfaire les conditions relatives à :

- La résistance à la flexion,
- l'isolation acoustique,
- et à la résistance à l'incendie.

L'élément choisi pour fixer l'épaisseur des dalles à comme portée :

$$\left[\begin{array}{l} l_x = 3.50 \text{ m} \\ l_y = 6.80 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow \rho = 0.51 \rightarrow \text{Dalle travaillant suivant les deux directions principales}$$

a) Condition de résistance à la flexion

Pour une dalle s'appuyant sur 3 ou 4 côtés, l'épaisseur doit respecter l'inégalité suivante :

$$l_y / 50 \leq e \leq l_y / 40 \quad \rightarrow \quad 680 / 50 \leq e \leq 680 / 40 \quad \rightarrow \quad 13.6 \leq e \leq 17 \text{ cm}$$

En relation avec cette condition, l'épaisseur e des dalles retenue pour notre bâtiment est :

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

b) Condition d'isolation acoustique

La particularité des planchers est qu'ils sont soumis, plus que toute autre paroi, aux bruits d'impacts. Ils doivent aussi isoler des bruits aériens.

Alors pour empêcher ou atténuer la propagation de ces bruits on doit jouer sur l'épaisseur de la dalle.

Selon les règles CBA 93, l'épaisseur des planchers doit être au moins égale à 13 cm si nous voulons obtenir une bonne isolation acoustique. Pour cette raison, nous avons choisi pour notre bâtiment une épaisseur égale à :

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

c) Condition de résistance au feu

Un ouvrage est dit « coupe-feu » s'il répond aux critères :

- de résistance mécanique,
- d'étanchéité aux flammes et au gaz,
- d'isolation thermique en isolant de la chaleur le milieu non directement soumis au feu

Dans le cas des bâtiments tous les planchers doivent former une séparation coupe-feu. Cette caractéristique est exprimée en heures, durée pendant laquelle ces éléments vont continuer à assumer leur rôle durant l'incendie, c'est-à-dire ne pas s'effondrer et limiter la propagation des flammes et des fumées.

Les degrés de résistance au feu s'expriment en durée :

1/4 h - 1/2 h - 1 h - 1 h 1/2 - 2 h - 3 h - 4 h - 6 h

Par conséquent, la condition de résistance au feu est traduite par :

- 1/2 heure de coupe-feu $\rightarrow e = 6 \text{ cm}$
- 1 heure de coupe-feu $\rightarrow e = 7 \text{ cm}$
- 1 h 1/2 de coupe- feu $\rightarrow e = 9 \text{ cm}$
- 2 heures de coupe-feu $\rightarrow e = 11 \text{ cm}$
- 3 heures de coupe-feu $\rightarrow e = 15 \text{ cm}$
- 4 heures de coupe-feu $\rightarrow e = 17.5 \text{ cm}$

Autrement dit, plus on augmente l'épaisseur, plus le plancher résiste au feu.

On dira de ce plancher qu'il est coupe-feu de degré 3 h.

Dans le cas de notre ouvrage qui compte seize (16) niveaux, on opte pour un degré de résistance au feu de 3 heures. On dit de ce plancher qu'il est coupe-feu de degré 3 h.

Ce qui donne :

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

II.2.3. Plancher à corps creux

Cette solution, fréquemment employées dans les bâtiments d'habitation consiste à utiliser des hourdis creux et des poutrelles en béton armé.

Ce sont des planchers, semi-préfabriqués, comprenant trois éléments (Fig.II.1):

- une dalle de compression armée ou « hourdis » coulée sur les corps creux afin de reprendre les efforts de compression,
- des poutrelles en béton armé (ou précontraint) assurant la tenue de l'ensemble et reprenant des efforts de traction par l'intermédiaire de leurs armatures,
- des corps creux ou entrevous servant de coffrage perdu.

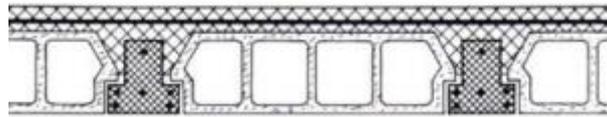


Figure II.1 : Schéma d'un plancher a corps creux

Les corps creux n'ont pas de rôle mécanique. Leur mission consiste à supporter le poids de la dalle de compression en phase de coulage (coffrage perdu). Ce sont les poutrelles qui supportent le plancher et transmettent charges et surcharges qui leurs reviennent à la structure porteuse. Par conséquent, le dimensionnement d'un plancher à corps creux se résume au dimensionnement des poutrelles (Fig. II.2).

La hauteur des poutrelles est fixée par la condition de flèche qui stipule que :

$$h_t \geq L/22.5$$

Où :

h_t : hauteur totale du plancher (corps creux + dalle de compression) = hauteur de poutrelle

L : grande portée (entre nus d'appuis) dans le sens considéré

Soit :

$$L = 350 \text{ cm} \rightarrow h_t \geq 350/22.5 = 15.55 \text{ cm}$$

Nous choisissons donc :

$$h_t = 21 \text{ cm} \text{ (épaisseur de la dalle de compression : 5 cm)}$$

Pour les dimension des poutrelles : (Figure II-2)

$$50\text{cm} \geq b \geq 80\text{cm} \quad \text{donc : } b = 65 \text{ cm ; } b : \text{ la distance entre axes des nervures}$$

$$b_0 \geq h_t/10 \quad \text{donc : } b_0 \geq 10.5 \Rightarrow b_0 = 12 \text{ cm}$$

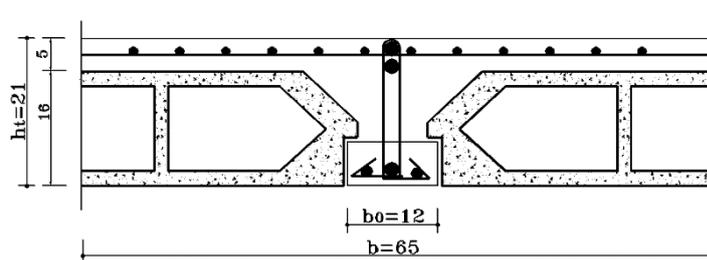


Figure II.2 : Coupe verticale du plancher en corps creux

II.2.4. Voiles ou murs de contreventement

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles par l'intermédiaire des planchers qui jouent le rôle de diaphragmes (grande rigidité horizontale). Par conséquent, chaque voile reprend une part de l'action sismique proportionnelle à sa rigidité qu'il va transmettre à la base du bâtiment et finalement au sol.

Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales et des charges horizontales, les voiles présentent des avantages importants par rapport aux constructions en portiques :

- grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux,
- lors de nombreux séismes modérés, les faibles déplacements latéraux permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles.

L'utilisation du système constructif à voile peut apporter aussi des avantages économiques :

- la masse élevée des voiles permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton confère au bâtiment une inertie thermique appréciable.
- Une construction à voiles en béton armé est souvent plus économique qu'une construction à poteaux et poutres, puisque les murs remplacent à la fois les poteaux, les poutres et les cloisons, et on économise ainsi les aciers.

Selon le RPA99/2003, la longueur du voile doit satisfaire la condition suivante (Fig. II.3) :

$$L \geq 4a$$

Avec :

L : longueur du voile

a : épaisseur du voile

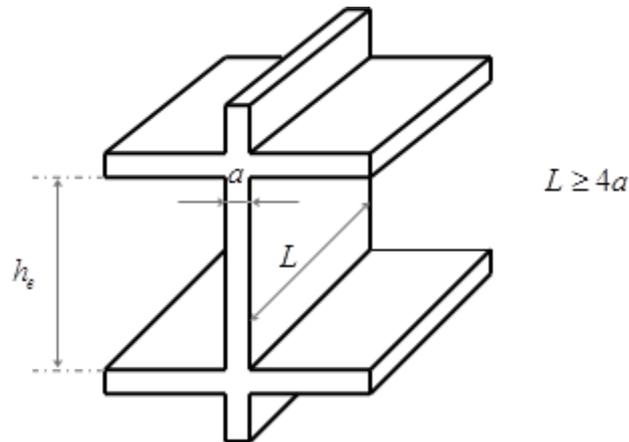


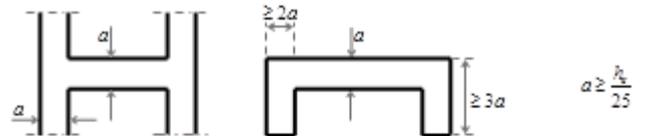
Figure II.3 : Coupe de voile en élévation

Quant à l'épaisseur minimale du voile, elle est prise égale à :

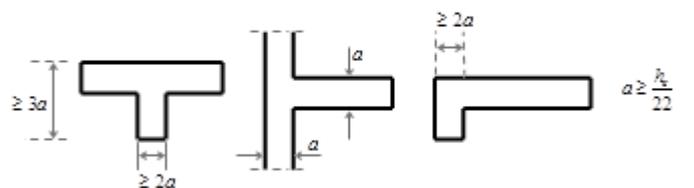
$$a_{\min} = 15 \text{ cm}$$

En outre, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage « h_e » et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué sur la figure ci-dessous :

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux



- Pour les voiles avec un seul about sur un poteau



- Pour les voiles à abouts libres

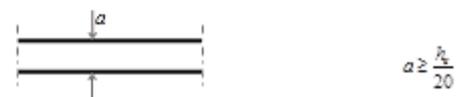


Figure II.4 : Coupe des voiles en plan

Ceci donne donc :

$a \geq \max(a_{\min}, h_e/25)$ → Voile avec deux abouts

$a \geq \max(a_{\min}, h_e/22)$ → Voile avec un about

$a \geq \max(a_{\min}, h_e/20)$ → Voile à abouts libres

Nous optons pour des voiles à abouts libres, les épaisseurs retenues sont les suivantes :

- Pour les sous-sols : $h_e = 3.06 - 0.15 = 2.91$ m
 $a \geq \max \{15, 14.5\} = 15$ cm
- Pour les entre - sols : $h_e = 4.08 - 0.15 = 3.93$ m
 $a \geq 19.7$ cm
- Pour le rez de chaussée et les autres étages : $h_e = 3.20$ m
 $a \geq 15.25$ cm

Aussi, nous adoptons pour l'ensemble des voiles une épaisseur égale à :

$a = 40$ cm

II.2.5. Poutres

Une poutre est un élément qui assure une transmission horizontale, soit à une autre poutre, soit à un élément porteur vertical, des charges qui lui sont appliquées. Dans cette fonction, elle est soumise à des sollicitations de flexion et d'effort tranchant.

D'une manière générale, on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux.

Les poutres seront pré-dimensionnées selon les formules empiriques données par CBA93 et vérifiées par la suite en tenant compte des recommandations du RPA 99/2003.

Selon les règles de CBA93, les poutres doivent satisfaire la double inégalité suivante :

$$L/15 < h < L/10$$

Avec :

L : distance entre les axes des poteaux (ou voiles)

h : hauteur de la poutre

a) Pré dimensionnement conforme au CBA93

- Poutres principales

Nous avons :

$$L_{\max} = 640 \text{ cm} \rightarrow 640/15 < h < 640/10 \rightarrow 42.5 < h < 64 \text{ cm}$$

Nous retenons pour les poutres principales les valeurs suivantes :

$h = 55$ cm

$b = 40$ cm

- **Poutres secondaires**

La plus grande portée des poutres secondaires est :

$$L_{\max} = 565 \text{ cm} \rightarrow 565/15 < h < 565/10 \rightarrow 38 < h < 57 \text{ cm}$$

Les dimensions choisies pour les poutres secondaires sont :

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

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

b) Vérification selon le code RPA99/2003

D'après le RPA 99/03 (article 7.5.1), les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $h/b \leq 4.0$

Pour les poutres principales, nous avons :

- $b = 40 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$
- $h = 55 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$
- $h/b = 1.375 < 4.0$

Pour les poutres secondaires, il vient :

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$
- $h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$
- $h/b = 1.33 < 4.0$

Par conséquent, les conditions imposées par le RPA99/2003 sont vérifiées.

II.3. Evaluation des charges et surcharges

La descente de charge consiste à calculer, pour tous les éléments porteurs de la construction (murs et poteaux), les charges et surcharges qu'ils supportent depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

Pour effectuer un calcul minutieux, il faut d'abord calculer les poutres étant donné que les efforts tranchants aux extrémités de ces dernières dépendent des moments de continuité. En général, la descente de charge devance le calcul des poutres.

En pratique, la descente de charges se fait en admettant que les poutres reposent simplement sur les poteaux ou les voiles. Et pour tenir compte de la continuité (légère modification de la répartition des charges), les charges revenant aux poteaux voisins des poteaux de rive sont majorées de 10 %. En ce qui concerne notre projet, les poutres reposent directement sur les voiles.

La descente de charge peut être effectuée :

- Manuellement,
- ou numériquement en utilisant le logiciel Robot.

La descente de charge est donc une combinaison de charges que l'on applique en vue de dimensionner les systèmes porteurs du bâtiment. Elle comprend les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Pour notre ouvrage, la descente de charges s'est faite manuellement.

a) Charges permanentes

Les charges permanentes notées G ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent en général :

- Le poids propre de la structure en prenant une masse volumique du béton armé égale à 2.5 t/m^3 , excepté dans des conditions spéciales où le pourcentage d'armatures est soit fort, soit faible (béton lourd ou béton léger),
- Les actions permanentes autres que le poids propre de la structure, comme par exemple, les cloisons, les revêtements de sols, etc. A cela, s'ajoute les machines comme les ascenseurs ou toutes autres installations spéciales.

La somme de ces différentes charges sur les planchers donne la valeur totale de la charge permanente à prendre en considération dans le pré dimensionnement des éléments de la structure. Aussi, pour chaque niveau nous avons calculé les différentes charges permanentes le concernant.

b) Surcharges d'exploitation

Les charges d'exploitation notées Q correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes. Il peut également s'y ajouter les équipements fixes légers. Ces charges sont habituellement prises en compte sous forme de charges uniformément réparties. Elles dépendent donc de l'utilisation de l'élément considéré. A titre d'exemple pour une terrasse inaccessible aux publics, $Q = 1 \text{ kN/m}^2$.

II.3.1. Plancher terrasse

La terrasse de notre bâtiment est inaccessible, c'est-à-dire une terrasse où les seuls accès autorisés sont limités aux travaux d'entretien et de réparation. Elle est réalisée en béton armé surmontée de plusieurs couches de protection avec une forme en pente pour faciliter l'évacuation des eaux pluviales.

Le plancher terrasse comprends les couches suivantes :

- **Une protection gravillon** : Il s'agit d'un procédé destiné à protéger le revêtement d'étanchéité des effets du soleil, du froid, de la grêle et de la circulation de piétons. Il existe deux types de protection :

La protection meuble réservée aux terrasses inaccessibles comme c'est le cas pour notre bâtiment. Elle est constituée par une couche de granulats roulés ou concassés d'une épaisseur de 5 à 10 cm

La protection dure pour les terrasses accessibles. Elle est constituée soit d'une chape ou d'un dallage avec revêtement, soit d'éléments préfabriqués (pavés autobloquants ou dalles posées sur plots).

- **Etanchéité multicouche** : Elle est constituée de feuilles manufacturées à base de bitume armé. Il existe plusieurs types de multicouches qui diffèrent par la nature de l'armature incorporée (voile de verre, polyester...) et le type de produit utilisé (feutre bitumé, chape de bitume...). Les feuilles sont collées entre elles avec du bitume coulé.
- **Forme de pente** : C'est une couche de béton ou de mortier maigre coulée sur l'élément porteur avec une légère pente pour guider l'écoulement des eaux pluviales vers les orifices d'évacuations.
- **Isolation thermique** : Limite les déperditions et protège les éléments porteurs des chocs thermiques et par conséquent des dilatations (mousses plastiques, matériaux minéraux comme le verre expansé ou la laine de roche, matériaux végétaux comme les panneaux de fibres ou le liège expansé)
- **Élément porteur** : Assure la résistance mécanique du plancher terrasse (dalle pleine, corps creux, structure métallique,..)

Les charges permanentes du plancher terrasse figurent dans le tableau II.1

Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse

Couche	Épaisseur (cm)	G (kN/m ²)
Protection gravillon	5	0.85
Etanchéité multicouche	2	0.12
Forme de pente	1	2.20
Isolation thermique en liège	4	0.16
Plancher en corps creux	(16+5)	3.30
Enduit de ciment	1.5	0.27
Enduit de plâtre	1.5	0.15
Charge Permanente G		7.05
Surcharge d'exploitation Q (terrasse inaccessible)		1

II.3.2. Plancher courant

Les charges des planchers courants figurent dans le tableau II.2

Tableau II.2 : Charge du plancher courant

Couche	Épaisseur (cm)	G (kN/m ²)
Dalle de sol	1	0.28
Mortier de pose	2	0.4
Lit de sable	3	0.54
Isolation thermique en liège	4	0.16
Plancher en corps creux	(16+5)	3.30
Enduit de ciment	1.5	0.27
Enduit de plâtre	1.5	0.15
Charge Permanente G		5.1
Charge d'exploitation Q_{habitation}		1.5
Surcharge d'exploitation Q_{Commercial}		5

II.3.3. Balcon

Les charges du balcon sont regroupées dans le tableau II.3

Tableau II.3 : Charge du balcon

Couche	Épaisseur (cm)	G (kN/m ²)
Carrelage	2	0.4
Mortier de pose	2	0.4
Lit de sable	3	0.54
Dalle pleine	15	3.75
Enduit de ciment	1.5	0.27
Charge Permanente G		5.36
Surcharge d'exploitation Q		3.5

II.3.4. Mur avec double cloison

Le tableau II.4 donne les charges revenant au mur avec une double cloison

Tableau II.4 : Charge du mur avec double cloison

Couche	Épaisseur (cm)	G (kN/m ²)
Enduit de plâtre	1.5	0.15
Enduit de ciment	1.5	0.27
Brique creuse	10	0.9
Lame d'air	5	-
Brique creuse	10	0.9
Enduit de ciment	1.5	0.27
Charge Permanente G		2.49

II.3.5. Mur avec une cloison

Dans le tableau ci-dessous se trouve les charges du mur avec une seule cloison

Tableau II.5 : Charge du mur avec une cloison

Couche	Épaisseur (cm)	G (kN/m ²)
Enduit de plâtre	1.5	0.15
Enduit de ciment	1.5	0.27
Brique creuse	10	0.9
Enduit de ciment	1.5	0.27
Enduit de plâtre	1.5	0.15
Charge Permanente G		1.74

II.3.6. Acrotère

L'acrotère (Fig. II.5) est un muret en béton armé situé en bordure d'une toiture-terrasse. L'acrotère est dit bas lorsque sa hauteur, mesurée par rapport à la couche de protection, est inférieure à 30 cm et haut dans le cas contraire. Un acrotère haut peut faire office de garde-corps dans le cas d'une terrasse accessible. La partie saillante de l'acrotère empêchant l'eau de pluie de s'infiltrer derrière le relevé d'étanchéité est parfois appelée becquet.

Les charges de l'acrotère sont :

$$S = 0.069 \text{ m}^2$$

$$P = (0.069 \times 25) = 1.725 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Enduit (épaisseur 2 cm)} = 0.55 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Charge permanente : } G = 2.275 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 1 \text{ kN/ml}$$

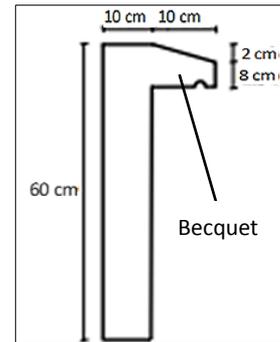


Figure II.5 : Dimensions de l'acrotère

II.3.7. Ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur est en béton armé avec une épaisseur de 15 cm. Le poids propre de l'ascenseur est estimé à 10 kN/m^2 . Quant à la surcharge d'exploitation, elle est prise égale 8 kN/m^2 .

D'où :

$$G = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 8 \text{ kN/m}^2$$

II.3.8. Escalier

L'escalier est une structure composée d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans un bâtiment, de passer à pied d'un étage à un autre (Fig.II.6). Il comprend :

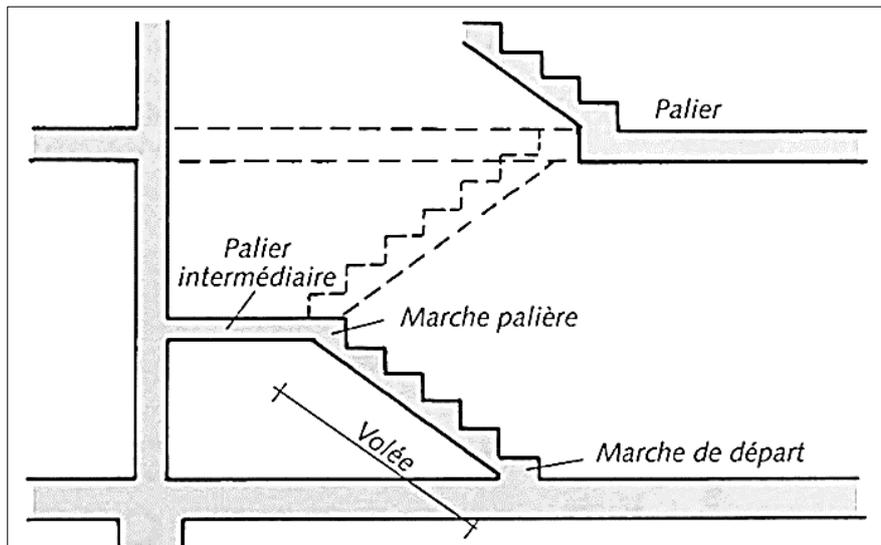


Figure II.6 : Escaliers en béton armé

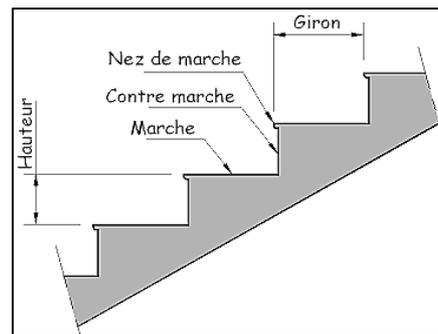


Figure II.7 : Différentes parties d'une marche

L'emmarchement : C'est la largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs pour l'établissement des marches.

La contremarche : Elle désigne la partie verticale située entre deux marches consécutives. La contremarche a plusieurs rôles :

- Elle transmet les efforts d'une marche à l'autre.
- Elle sert de finition pour la paillasse en béton.
- Elle protège contre le feu ou la chute d'objet.
- Elle isole du froid, du bruit, etc.

La marche : c'est une surface plane horizontale qui sert d'assise au pied pour monter ou descendre. Les marches d'une même volée ont toujours la même dénivellation. On distingue deux principaux types de marches :

- La marche droite, de forme rectangulaire,
- et la marche balancée de forme trapézoïdale.

Les escaliers de l'ouvrage étudié sont réalisés avec des marches droites.

La hauteur de marche : C'est la distance verticale séparant le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante (Fig. II.7). Les hauteurs des marches des escaliers intérieurs varient de 17 à 20 cm environ. Dans les calculs de dimensionnement d'escalier, la hauteur est souvent désignée par la lettre H.

Le nez de marche : C'est le bord avant de la marche, en saillie par rapport à la contremarche inférieure. Il sert juste à élargir la surface de marche.

Le giron : C'est la distance horizontale constante mesurée entre deux nez de deux marches consécutives. Les giron des marches des escaliers intérieurs varient de 27 à 32 cm environ. Dans les calculs de dimensionnement d'escaliers, le giron est souvent désigné par la lettre G.

Le palier : C'est une plate-forme en béton située entre deux volées. C'est un espace de repos permettant de :

- casser le rythme lorsque le nombre de marches est trop important (>17 marches),
- changer de direction,
- ou donner un accès à une porte.

La volée : C'est un ensemble de marches d'un escalier, compris entre deux paliers consécutifs.

Les charges des différentes parties des escaliers sont :

1) Palier

Le tableau II.6 contient les charges permanentes et surcharges d'exploitation du palier.

Tableau II.6 : Charge du palier d'escaliers.

Couche	Épaisseur (cm)	G (kN/m ²)
Carrelage	2	0.4
Mortier de pose	2	0.4
Palier	15	3.75
Enduit de ciment	1.5	0.27
Charge Permanente G		4.75
Surcharge d'exploitation Q		2.5

2) Volée

Les charges et surcharges de la volée sont regroupées dans le tableau II.7.

Tableau II.7 : Charge du la volée d'escaliers

Couche	Épaisseur (cm)	G (kN/m ²)
Carrelage	2	0.4
Mortier de pose	2	0.4
Marche	17	2.13
Paillasse	15	3.75
Enduit de ciment	1.5	0.27
Charge Permanente G		6.95
Surcharge d'exploitation Q		2.5

II.4. Descente de charges

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

En ce qui concerne notre ouvrage, nous avons pris en considération le voile le plus sollicité, c'est-à-dire le voile V5 (Fig.II.8).

Pour la descente des charges, on utilise la règle de dégression donnée par le document technique règlementaire (DTR B.C. 2.2) spécifique aux charges permanentes et surcharges d'exploitation. Ce dernier recommande d'appliquer la règle de dégression sur la surcharge d'exploitation lorsque le bâtiment comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des niveaux peut être considérée comme indépendante. C'est exactement le cas de notre bâtiment.

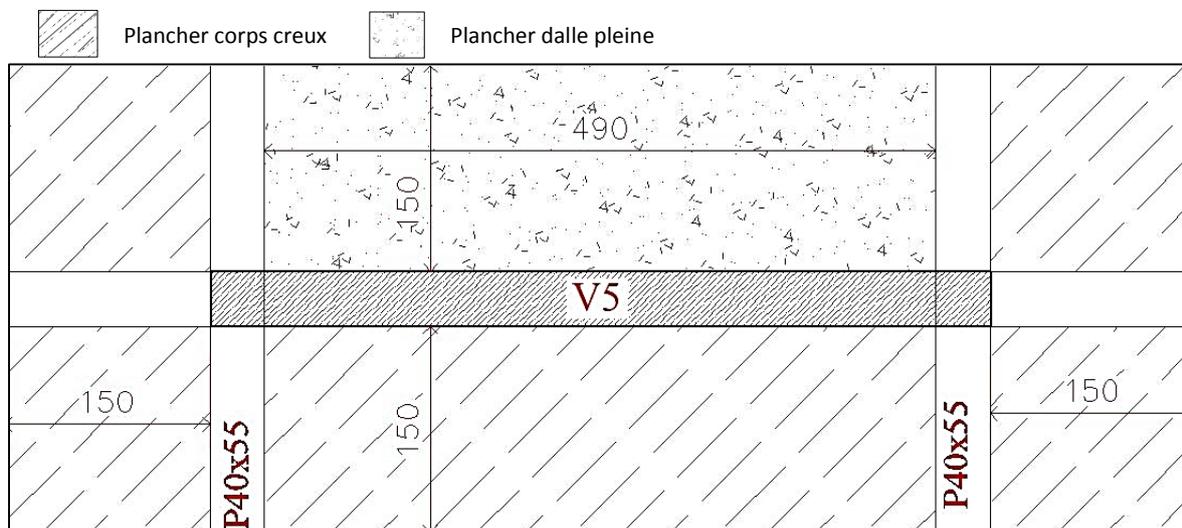


Figure II.8 : Dimensions du plancher revenant au voile V5

Pour la dégression, elle se fait comme ce qui suit :

Sous le terrasse : Q_0

Sous le 15^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 14^{ème} étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Sous le 13^{ème} étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 12^{ème} étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 11^{ème} étage : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$

Tableau II.8 : Charges et surcharges du voile V5 à l'état limite ultime

Niveau	Q_i [kN/m ²]	$Q_{cumulée}$ [kN/m ²]	N_Q [kN]	G_i [kN]	N_G [kN]	N_U [kN]	$1.15N_U$ [kN]
Sous la terrasse	1	1.00	29.58	398.99	398.99	583.00	670.45
Sous 15 ^{ème} étage	1.5	2.50	73.95	356.08	755.06	1130.26	1299.80
Sous 14 ^{ème} étage	1.5	3.85	113.88	356.08	1111.14	1670.86	1921.49
Sous 13 ^{ème} étage	1.5	5.05	149.38	356.08	1467.22	2204.81	2535.53
Sous 12 ^{ème} étage	1.5	6.10	180.44	356.08	1823.30	2732.11	3141.92
Sous 11 ^{ème} étage	1.5	7.00	207.06	356.08	2179.37	3252.74	3740.65
Sous 10 ^{ème} étage	1.5	7.75	229.25	356.08	2535.45	3766.73	4331.73
Sous 9 ^{ème} étage	1.5	8.50	251.43	356.08	2891.53	4280.71	4922.81
Sous 8 ^{ème} étage	1.5	9.25	273.62	356.08	3247.61	4794.69	5513.89
Sous 7 ^{ème} étage	1.5	1.00	295.80	356.08	3603.68	5308.67	6104.97
Sous 6 ^{ème} étage	1.5	10.75	317.99	356.08	3959.76	5822.65	6696.05
Sous 5 ^{ème} étage	1.5	11.50	340.17	356.08	4315.84	6336.64	7287.13
Sous 4 ^{ème} étage	1.5	12.25	362.36	356.08	4671.92	6850.62	7878.21
Sous 3 ^{ème} étage	1.5	13.00	384.54	356.08	5027.99	7364.60	8469.29
Sous 2 ^{ème} étage	1.5	13.75	406.73	356.08	5384.07	7878.58	9060.37
Sous 1 ^{ème} étage	1.5	14.50	428.91	356.08	5740.15	8392.56	9651.45
Sous RDC	1.5	15.25	451.10	356.08	6096.23	8906.55	10242.53
Sous 1 ^{er} entresol	5	18.06	534.18	413.60	6509.82	9589.53	11027.96
Sous 2 ^{ème} entresol	5	20.83	616.25	413.60	6923.42	10270.99	11811.63
Sous 1 ^{er} sous-sol	5	23.58	697.47	413.60	7337.01	10951.16	12593.84
Sous 2 ^{ème} sous-sol	5	25.438	752.44	413.60	7750.61	11591.98	13330.78

II.5. Conclusion

Le prédimensionnement est une étape importante dans l'étude des structures d'ouvrages. Elle est basée sur les règlements en vigueur et permet d'obtenir une estimation des dimensions minimales à prendre en considération avant le dimensionnement final.

Ce travail est important car il représente le point de départ des justifications vis-à-vis de la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Par conséquent, il nous permet de limiter des erreurs dans le calcul du ferrailage des éléments constituant notre bâtiment.

Le prédimensionnement doit être conforme aux règlements en vigueur afin de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Le redimensionnement des éléments n'est pas à exclure par la suite dans le cas où la structure est soumise à des efforts non pris en compte dans le prédimensionnement.

CHAPITRE III

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Dimensionnement des éléments non structuraux

III.1. Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne présentent pas une fonction porteuse et de résistance aux actions sismiques. Pour cette raison, ils sont considérés comme des éléments secondaires.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Par ailleurs, certains éléments doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Ce chapitre comporte le calcul des éléments suivants :

- Acrotère
- Garde-corps
- Escalier
- Balcon
- Plancher

III.2. Acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une barrière servant de garde-corps pour faire face à toute chute accidentelle.

L'acrotère est considéré comme une console encastree à sa base, soumis à un effort G dû à son poids propre, et à une surcharge horizontale Q due à la main courante. Cette dernière engendre un moment de renversement M au niveau de la section d'encastrement.

Comme il est exposé aux intempéries, la fissuration est donc considérée comme préjudiciable.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de largeur égale à 1 mètre linéaire. Le calcul se fera aux états limites avec une vérification aux actions sismiques.

III.2.1. Dimensions

Les dimensions de l'acrotère sont détaillées dans la figure qui suit :

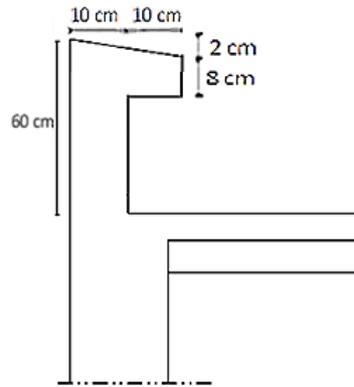


Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère

III.2.2. Evaluation des sollicitations :

Pour le plancher terrasse, la section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

- Poids propre de l'acrotère

$$G = \rho \times s = 25 \times \left(0.1 \times 0.6 + 0.1 \times 0.08 + \frac{0.1 \times 0.02}{2} \right) = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ kN/ml}$$

Avec,

ρ : Masse volumique du béton

S : Section longitudinale de l'acrotère

- Charge de la main courante (DTR B.C 2.2)

$$Q = 1 \text{ kN/ml}$$

- Moment de renversement

$$M = Q \times L = 0.6 \text{ kN/ml}$$

III.2.3. Combinaisons des charges

Le bilan des charges revenant à l'acrotère se trouve dans le tableau III.1.

Tableau III.1 : Bilan des charges de l'acrotère

Sollicitations	N [kN/ml]	M [kN.m/ml]	V [kN/ml]
ELU	$N_u = 1.35 \times G = 2.33$	$M_u = 1.5 \times Q \times L = 0.9$	$V_u = 1.5 \times Q = 1.5$
ELS	$N_s = G = 1.725$	$M_s = Q \times L = 0.6$	$V_s = Q = 1$

III.2.4. Calcul du ferrailage

Calcul à l'état limite ultime

Nous avons une section soumise à une flexion composée, soit :

$$\text{Excentricité } (e_0) = \frac{M_u}{N_u} = 0.39 \text{ m}$$

$$h = 0.1 \text{ m} \rightarrow \frac{h}{6} = 0.016 \text{ m} \leq e_o = 0.39 \text{ m}$$

Le centre de pression est à l'extérieur du noyau central, d'où on est dans le cas d'une section partiellement comprimée.

Excentricité accidentelle (e_a)

$$e_a = e_o + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.42 \text{ m}$$

L'organigramme de calcul d'une section rectangulaire soumise à une flexion simple comprend les étapes suivantes :

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

$$M_u^* = N_u \times e_a = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.97 \text{ kN.m/ml}$$

$$\mu = \frac{0.97}{1 \times 0.08^2 \times 14.17 \times 10^3} = 0.011 \leq \mu_{lim} = 0.48$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.013 \leq 0.259 \rightarrow \text{Pivot A} \leftrightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_s = \frac{0.8 \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 3.39 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul à l'état limite de service

Nous avons :

$$N_{ser} = 1.725 \text{ kN/ml} \quad \text{et}$$

$$M_{ser} = 0.6 \text{ kN.m/ml}$$

$$\text{Excentricité : } e_o = \frac{M_u}{N_u} = 0.35 \text{ m} \leq e_o = 0.39 \text{ m}$$

→ La section est partiellement comprimée, le calcul se ramène à l'étude d'une section soumise à une flexion simple.

Prenons :

$$\eta = 1.6 \text{ (Armatures à hautes adhérences)}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} = 2,1 \text{ MPa}$$

D'où,

$$\sigma_{st} = \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} [2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}] = 201.6 \text{ MPa} \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$M_{ser,a}^* = M_{ser} + N_{ser} \times (d - h/2) = 0.6 + 1.725 \times (0.08 - 0.1/2) = 0.65$$

$$\mu = \frac{M_{ser,a}^*}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 7.17 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.009 \leq 0.259 \rightarrow \text{Pivot A} \leftrightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_s = \frac{M_{ser,a}^*}{d (1 - 0.4\alpha) \frac{f_e}{\gamma_s}} = 2.34 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.2.5. Composante horizontale de la charge sismique :

Selon (RPA 99/2003), la force sismique est calculée comme suit :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 4 \times 0.3 \times 0.8 \times 1.725 = 1.66 \text{ kN/ml} \geq 1.5 \text{ kN/ml}$$

Avec,

C_p : Facteur de force horizontale

A : Coefficient d'accélération de zone

W_p : Poids propre de l'élément non structural (acrotère) = G

La condition $F_p \leq 1,5Q$ n'est pas vérifiée. Il faut donc recalculer le ferrailage pour l'état limite accidentel, avec $F_p = 1.66$ kN comme force horizontale (Q).

Par la même procédure, nous déterminons le nouveau ferrailage :

$$\text{Max}(A_{s,u}; A_{s,ser}) = 5.73 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.2.6. Condition de non fragilité :

D'après le (BAEL 91), nous avons :

$$A_{s,min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 9.66 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

On prend :

$$A_{s,min} = 0.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La condition $A_s \geq A_{s,min}$ n'est donc pas vérifiée. Il faut adopter le ferrailage minimal $A_{s,min}$.

Nous obtenons :

$$A_s = 0.97 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4 \text{ HA8}$$

- Calcul de l'espacement

D'après le (CBA 93), l'espacement doit être tel que :

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

- Armatures transversales (de répartition)

Les armatures de répartition sont égales à au moins un quart des armatures principales :

$$A_{s,t} = A_s/4$$

On prend :

$$A_{s,t} = 4 \text{ HA6} \text{ avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm}$$

Le ferrailage obtenu est représenté par la figure ci-dessous.

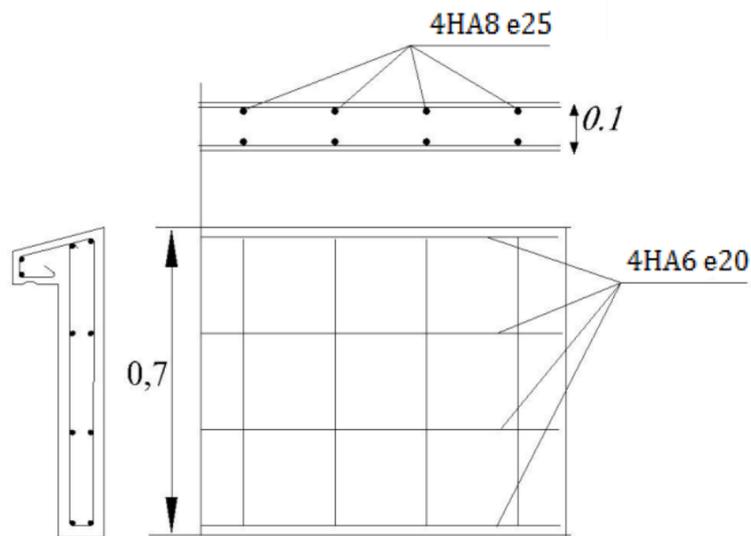


Figure III.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2.7. Vérification des contraintes

- Position de la fibre neutre

$$\begin{cases} by^2 + 30 (A_s + A_{sc}) y - 30 d (A_s \times A_{sc}) = 0 & (1) \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15 [A_s (d-y)^2 + A_{sc} (y-d)^2] & (2) \end{cases}$$

De l'équation (1) on tire $y = 0.014$ m. Et en portant cette valeur dans l'équation (2), on trouve :

$$I = 1.405 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

La contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = Ky = \frac{M_{ser,a}^*}{I} y = 0.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.65 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

La contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_s = nK(d - y) = 45.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 45.80 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = \text{Min} [2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta} f_{tj}] = 201.6 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifié}$$

Avec,

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} = 2.1 \text{ MPa}$$

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérences

III.2.8. Effort tranchant

La condition de résistance au cisaillement est la suivante :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

La contrainte de cisaillement maximale dans le béton est donnée par :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.021 \text{ MPa}$$

La contrainte admissible est donnée par :

$$\bar{\tau}_b = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

La condition $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$ est bien vérifiée, et la section ne nécessite pas d'armatures transversales car le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

III.3. Garde-corps

C'est un moyen de protection, servant à prévenir toute chute. Le garde-corps est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 100 cm de hauteur. La méthode de calcul du garde-corps est la même que celle de l'acrotère.

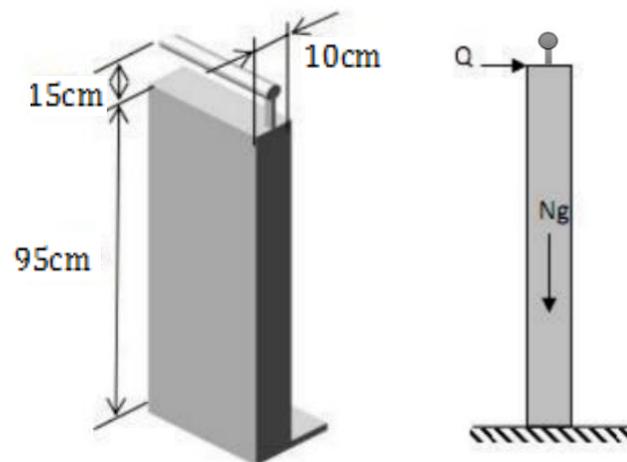


Figure III.3 : Détails et modélisation du garde corps

III.3.1. Evaluation des sollicitations

La section dangereuse est la section d'encastrement. Le tableau ci-dessous donne les sollicitations appliquées sur le garde-corps.

- Charges permanentes : $G = 25 \times 0.1 \times 0.95 = 2.38 \text{ kN/ml}$
- Charges d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

Tableau III.2 : Sollicitations agissant sur le garde-corps

	N [kN/ml]	M [kN.m/ml]	T [kN/ml]
ELU	3.21	1.43	1.5
ELS	2.38	0.95	1

III.3.2. Calcul du ferrailage

Nous allons procéder comme pour l'acrotère.

Les résultats de calculs des armatures sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Résultats du calcul du ferrailage du garde-corps

ELU		ELS	
Pivot	A	σ_{bc} [MPa]	1.07
Asc [cm ²]	0	σ_s [MPa]	51.9
As [cm ²]	0.48	$\sigma_{bc, lim}$ [MPa]	15
As, min [cm ²]	0.97	$\sigma_{s, lim}$ [MPa]	201.6

III.3.3. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = 0.187 \text{ MPa} < \overline{\tau_u}$$

Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant, la section ne nécessite pas d'armatures transversales.

III.3.4. Composante horizontale de la force sismique

$$W_p = 2.38 \text{ kN} \Rightarrow F_p = 2.28 \text{ kN} > 1.5 \text{ kN}$$

On doit recalculer le ferrailage pour l'état limite accidentel, avec :

$$F_p = 2.28 \text{ kN (force horizontale)}$$

Le nouveau ferrailage déterminé est :

$$A_s = 0.723 \text{ cm}^2 < A_{s, min}$$

Donc, le ferrailage retenu est le ferrailage minimal :

$A_{s, min} = 0.97 \text{ cm}^2$ dans les deux sens, avec une section d'armatures transversales au moins égale au quart de la section longitudinale. Soit :

$$A_{s/ml} = 4\text{HA8 (HA8 = 0.50 cm}^2) \rightarrow \text{Espacement } e = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition (transversales) :

$$A_{s,t} = \frac{A_s}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 = 4\text{HA6}$$

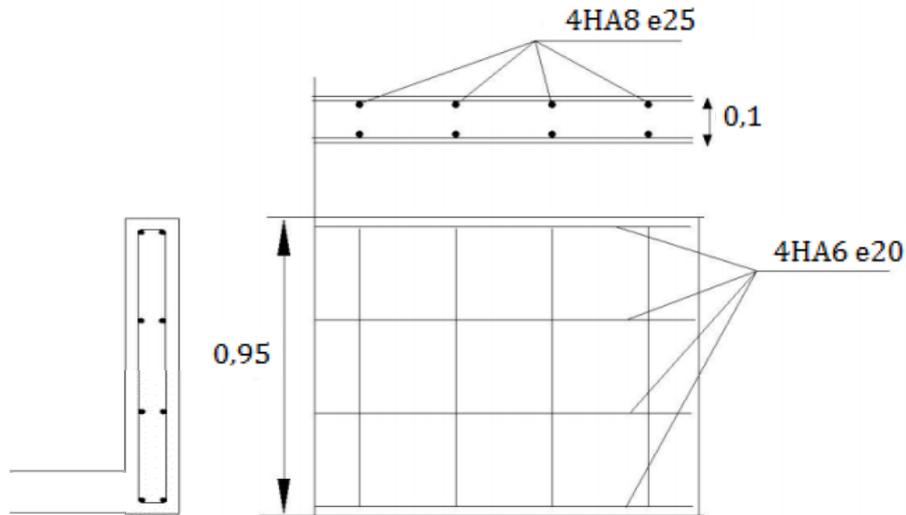


Figure III.4 : Schéma de ferrailage du garde corps

III.4. Escaliers

III.4.1. Définition

L'escalier est un élément statique permettant le passage d'un étage à un autre, il est constitué de gradins successifs (marches) et de dalles horizontales (paliers).

Dans notre bâtiment, nous avons des escaliers à deux volées, ils sont en béton armé coulé sur place.

Dans le cadre de notre projet, nous allons étudier une seule volée car notre escalier est symétrique.

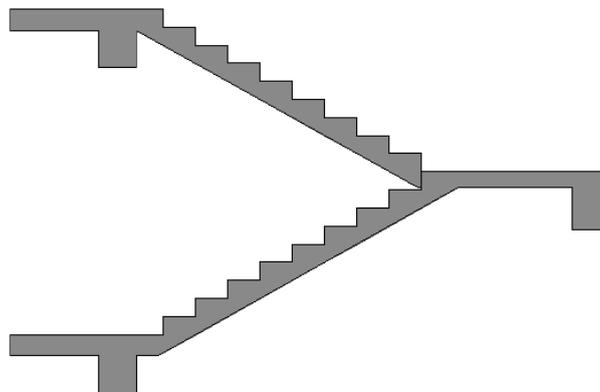


Figure III.5 : Escaliers à deux volées

III.4.2. Caractéristiques géométriques

Pour dimensionner les marches, on utilise la formule de Blondel :

$$55 \leq 2h + g \leq 65$$

Où :

g : Giron ou largeur de la marche

h : Hauteur de la contre marche

En fixant la hauteur des contre marches à $h = 17 \text{ cm}$, on trouve le nombre de contre marches correspondant :

$$n = 320 / 17 = 18$$

Ce qui va nous donner un giron de :

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

Les dimensions choisies vérifient la double inégalité de Blondel :

$$h = 17 \text{ cm et } g = 30 \text{ cm}$$

$$55 \leq 2h + g = 64 \leq 65 \rightarrow \text{Condition de Blondel vérifiée.}$$

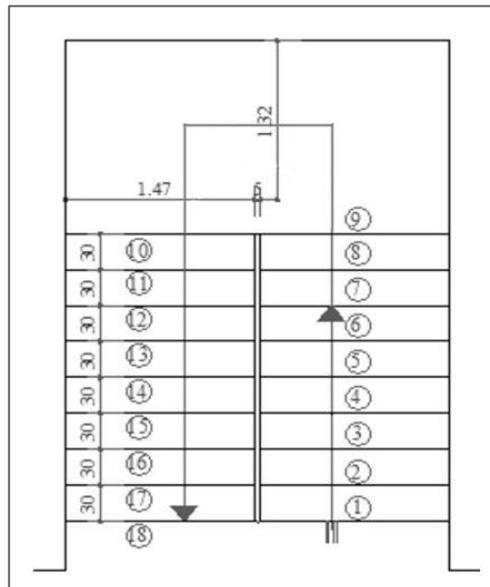


Figure III.6 : Vue en plan de l'escalier

III.4.3. Prédimensionnement de la paillasse et le palier de repos

La paillasse doit avoir une épaisseur suffisante qui permet d'éviter une flèche excessive. Elle est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \max \left\{ \frac{\text{portée}}{30}; 10\text{cm} \right\}$$

$$\text{portée} = \left(\frac{2.7}{\cos(\text{Arctg} \frac{1.53}{2.7})} + 1.32 \right) = 4.4\text{m}$$

$$e \geq \max \left\{ \frac{310}{30}; 10\text{cm} \right\} = 14.66 \text{ cm}$$

Nous prenons :

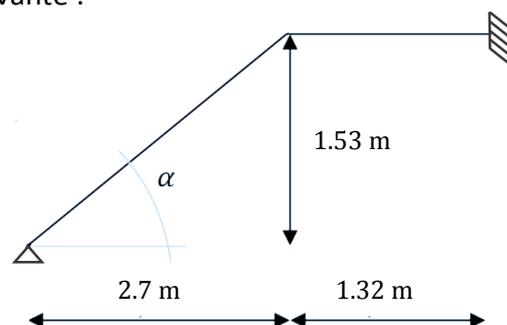


Figure III.7 : Dimensions de l'escalier

$e = 15 \text{ cm}$

Pour les paliers, l'épaisseur est au moins égale à celle de la paillasse. Donc, nous gardons donc la même épaisseur.

III.4.4. Combinaisons des charges

Les combinaisons de charges à considérer sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Combinaisons de charges

Élément	Paillasse	Palier
G [KN/ml]	7.91	4.75
Q [KN/ml]	2.5	2.5
ELU (1.35G+1.5Q) [KN/ml]	14.4	10.16
ELS (G+Q) [KN/ml]	10.41	8.25

III.4.5. Evaluation des sollicitations

L'escalier sera calculé comme une poutre de section $(147 \times 15) \text{ cm}^2$ avec des chargements différents dus à la paillasse et au palier.

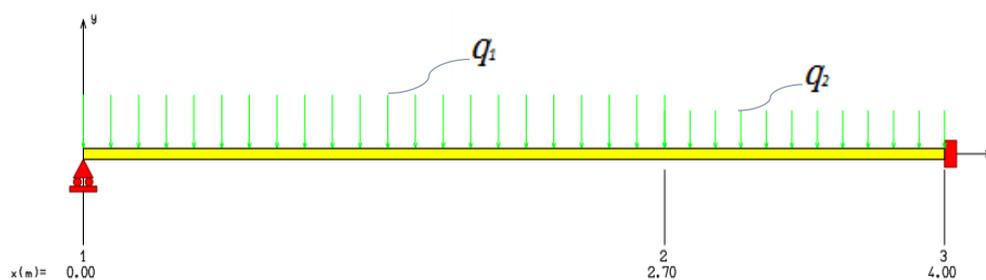


Figure III.8 : Charges sur l'escalier

Avec :

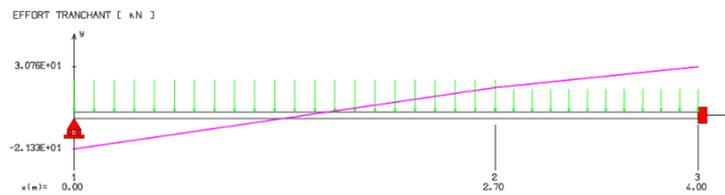
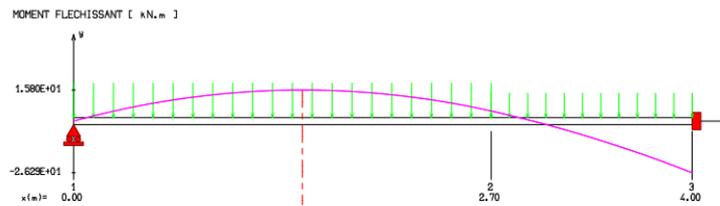
q_1 : Poids de la paillasse pour un mètre linéaire

q_2 : Poids du palier pour un mètre linéaire

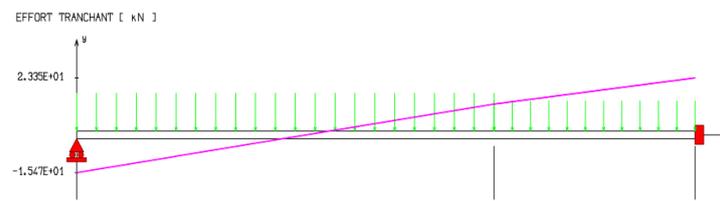
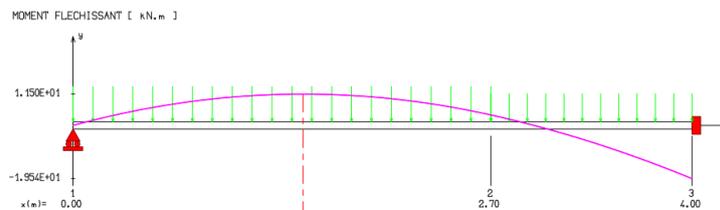
Les diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant sont donnés par les figures suivantes :

Tableau III.5 : Diagrammes des sollicitations de calcul à l'ELU et à l'ELS

ELU	
Moment d'appui [kN.m]	-26.29
Moment en travée [kN.m]	15.8
Effort tranchant Max [kN]	30.76



ELS	
Moment d'appui [kN.m]	-19.54
Moment en travée [kN.m]	11.5
Effort tranchant Max [kN]	23.35



III.4.6. Calcul de ferrailage

Le calcul se fait en flexion simple. La fissuration étant considérée comme peu préjudiciable, le calcul se fait à l'ELU avec une vérification à l'ELS.

A l'état limite ultime

$$M_u = 26.29 \text{ kN.m} \quad , \quad d = 0.9h = 0.135 \text{ m} \quad , \quad b = 1.47 \text{ m}$$

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 0.073$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.095 \leq 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A_s = \frac{0.8 \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 6.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, \min} \geq 0.23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 2.75 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s > A_{s, \min} \rightarrow \text{Condition de non fragilité vérifiée}$$

A l'état limite de service

On doit vérifier pour l'acier que :

$$\sigma_s \leq \sigma_{s, \text{lim}} = 348 \text{ MPa}$$

Avec,

$$\sigma_s = n \times K \times (d-y)$$

$$K = M_{\text{ser}} / I$$

$$I = b \times (y^3/3) + 15 \times A_s \times (d-y)^2$$

Pour avoir y on doit résoudre l'équation suivante :

$$b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0$$

Soit,

$$y = 0.039$$

Donc,

$$I = 9.1 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$K = 214.7 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_s = 305.95 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Pour le béton, il doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc, \text{lim}} = 0.6 f_{cj} = 15 \text{ MPa}$$

Avec,

$$\sigma_{bc} = K \times y = 8.37 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

En résumé, les résultats de calcul de ferrailage de l'escalier sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier

ELU		ELS	
Pivot	A	σ_s [MPa]	305.95
Asc [cm ²]	0	$\sigma_{s, \text{lim}}$ [MPa]	348
As [cm ²]	6.40	σ_{bc} [MPa]	8.37
As, min [cm²]	2.75	$\sigma_{bc, \text{lim}}$ [MPa]	15

Choix des armatures

$A_s = 6.4 \text{ cm}^2 \rightarrow 9\text{HA}10$ ($A_s = 7.07 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15 cm ($e = 147/9 \approx 16.34$).

Armatures de répartition

$A_{s, \text{rép}} \geq A_s/4 = 1.76 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\text{HA}8$ ($A_s = 3.02 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15 cm

Vérification au cisaillement

La contrainte de cisaillement maximale dans le béton est donnée par :

$$\tau_b = V_u / (b \times d) = 0.03076 / (1.47 \times 0.135) = 0.155 \text{ MPa}$$

$$\tau_{b, \text{adm}} = \min(0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \text{ (fissuration peu préjudiciable)}$$

$\tau_b \leq \tau_{b, \text{adm}} \rightarrow$ Condition vérifiée \rightarrow Section ne nécessitant pas d'armatures transversales.

III.5. Balcons

Le balcon est une dalle pleine étudiée comme une console encastrée soumise à la flexion simple.

Dans le calcul de la dalle du balcon, nous considérons une bande de 1 mètre linéaire. Le ferrailage sera ensuite étalé sur toute la largeur des balcons

III.5.1. Calcul des actions

Pour l'évaluation des sollicitations, nous considérons que le poids propre et la charge d'exploitation. Le poids du garde-corps est considéré comme une charge répartie linéairement sur le bord libre du balcon.

Evaluation des charges :

$$G = 5.36 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q = 3.50 \text{ kN/m}^2.$$

Charge permanentes du garde-corps :

$$G_{G.C} = 2.38 \text{ kN/ml}.$$

Combinaisons d'actions

$$\text{ELU : } P_u = 14.30 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } P_s = 10.21 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Charge concentrée : } P_{G.C} = (G_{G.C} \times h_{G.C}) = 2.26 \text{ kN}$$

III.5.2. Calcul des sollicitations

La modélisation du balcon est illustrée par la figure suivante :

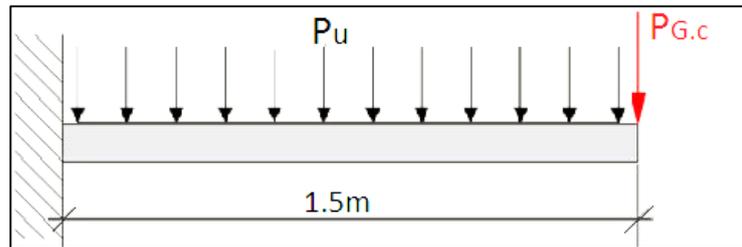


Figure III.13 : Schéma statique de la poutre représentant le balcon

Les résultats des sollicitations obtenus par logiciel RDM6 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.7 : Sollicitations de calcul

	M_{\max} à l'encastrement [kN.m]	Effort tranchant maximal [kN]
Combinaison à ELU	19.47	21.00
Combinaison à ELS	14.87	15.55

Les diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant sont représentés par les figures qui suivent :

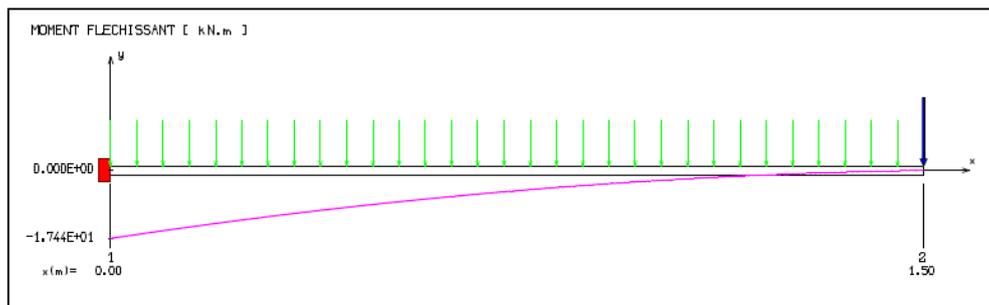


Figure III.14 : Représentation de moment fléchissant à l'ELU

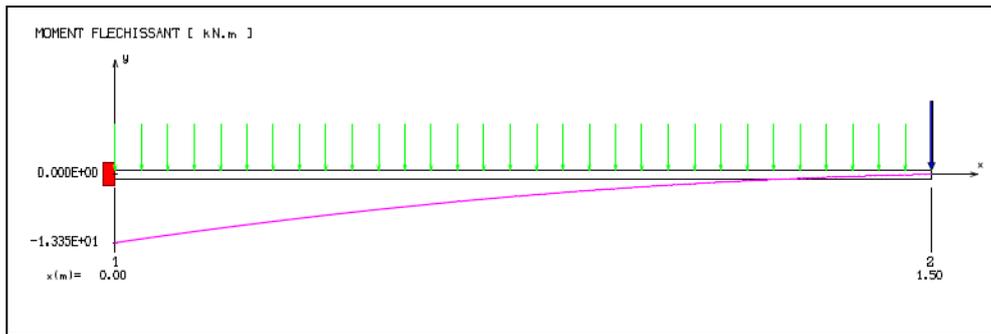


Figure III.15 : Représentation de moment fléchissant des poutrelles à l'ELS

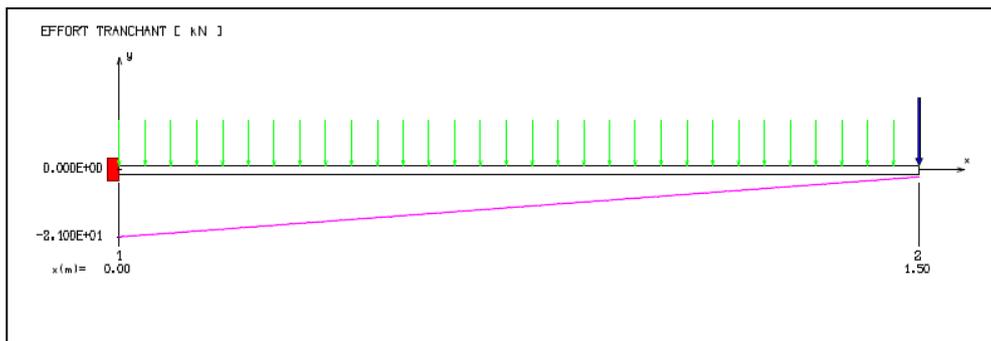


Figure III.16 : Représentation de l'effort tranchant à l'ELU

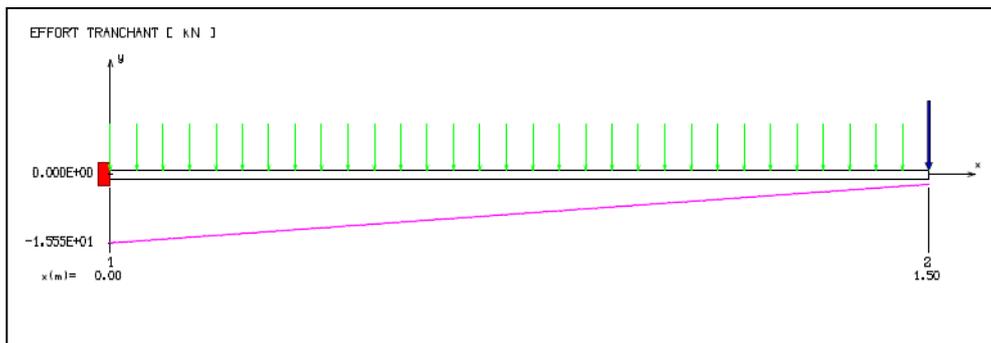


Figure III.17 : Représentation de l'effort tranchant à l'ELS

III.5.3. Calcul du ferrailage

L'épaisseur de notre dalle est égale à 15 cm. Le ferrailage sera calculé en flexion simple à l'ELU et vérifié à l'ELS en considérant une bande de 1 m. La section dangereuse est au niveau de l'encastrement. Les fissurations sont considérées comme préjudiciables

III.5.4. Calcul à l'ELU

Les données sont :

$$b = 100 \text{ m}$$

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

$$M_u = 19.47 \text{ kN.m}$$

a) Armatures longitudinales

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0675$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.087 \leq 0.259 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_s = \frac{0.8 \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{es}} = 3.83 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous choisissons le ferrailage suivant :

$$4\text{HA}12 = 4.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité

$$A_s = 4.5 \geq A_{s,\min} = 1.81 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Armatures de répartition

$$A_r = A_s/4 = 1.125 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2 \rightarrow St = 30 \text{ cm}$$

Vérification au cisaillement

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.5.5. Vérification à l'ELS

Position de la fibre neutre

$$by^2 + 30(A_s + A_{sc})y - 30(dA_s + d'A_{sc}) = 0$$

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

Après résolution des deux équations avec deux inconnus, on trouve :

$$y = 0.042\text{m}$$

$$I = 1.03 \text{ m}^4$$

Coefficient angulaire des contraintes :

$$k = \frac{M_{ser}}{I}$$

Contrainte maximale de la compression du béton :

$$\sigma_{bc} = Ky$$

Contrainte maximale de l'acier :

$$\sigma_s = nK(d - y)$$

Tableau III.8 : Vérification à l'ELS

$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Y [m]	I [m ⁴]	σ_s [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
15	201.6	0.008	0.66x10 ⁻⁴	164.97	1.71	vérifiée	vérifiée

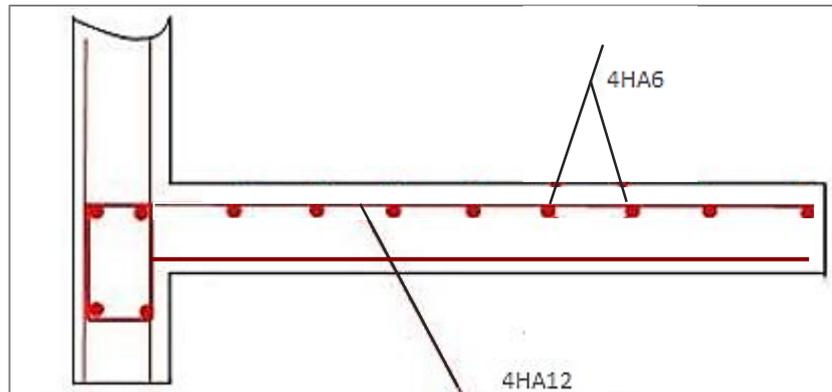


Figure III.18 : Schéma de ferrailage du balcon

III.6. Planchers

III.6.1. Introduction

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction, il est destiné aussi à supporter les revêtements de sol, et de transmettre les charges aux éléments porteurs ou de contreventements.

Le plancher doit assurer deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique (supporter son poids propre et les surcharges).
- Une fonction assurant le confort (isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentirement par un faux plafond ou un revêtement de sol).

Notre projet comporte deux types de planchers : planchers à corps creux, et planchers dalle pleine.

III.6.2. Planchers à corps creux

Ce type de plancher est composés de 3 éléments (Fig.III.19) :

- les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu,
- les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,
- une dalle de compression armée coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

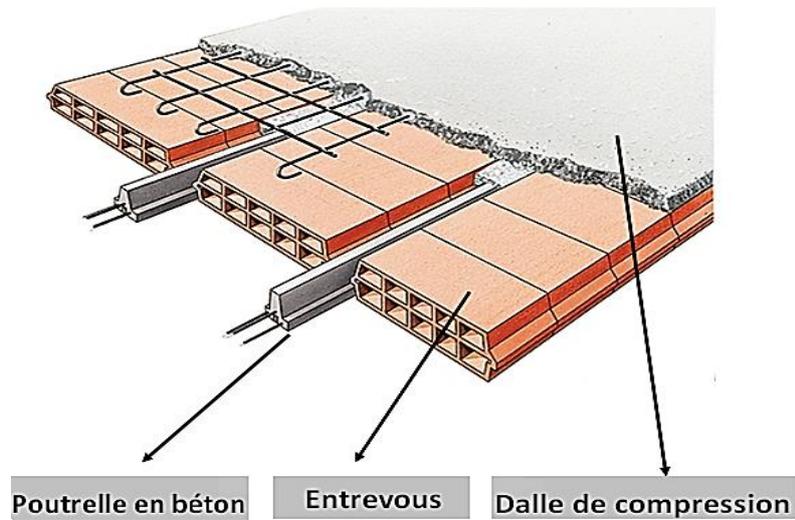


Figure III.19 : Plancher à corps creux

III.6.2.1. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments en béton armé préfabriqués ou coulés sur place, disposés parallèlement les unes par rapport aux autres dans le sens de la petite portée et distancés par la largeur d'un corps creux.

Le rôle des poutrelles dans le plancher est d'assurer la transmission des charges verticales directement appliquées sur ce dernier aux poutres principales.

Le dimensionnement des poutrelles passe par deux étapes :

- Le calcul avant coulage de la table de compression.
- Le calcul après coulage de la table de compression.

III.6.2.2. Avant coulage

La poutrelle est soumise à son poids propre et au poids des hourdis ainsi qu'à la charge d'exploitation due aux personnels sur chantier. Cette étape se calcule avant le coulage de la table de compression, dans ce cas la poutrelle travaille en isostatique.

a) Charges permanente et surcharges d'exploitation

Le tableau suivant contient les charges et surcharges revenant aux poutrelles.

Tableau III.9 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation

	G [kN/ml]	Q [kN/ml]
Poutrelle (0,12×0,04)	0.12	Max
Corps creux	0.60	(1 ; 0.5L)
Total :	0.72	1.75

b) Combinaisons de charges

$$\text{ELU} : P_u = 1.35G + 1.5 Q = 3.60 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : P_{\text{ser}} = G + Q = 2.47 \text{ KN/ml}$$

Nous avons dit préalablement que les sollicitations dans cette étape sont calculées comme pour une poutre isostatique :

$$M_u = ql^2/8$$

$$V_u = ql/2$$

Avec :

$$l = 3.5 \text{ m}$$

Les résultats des efforts internes maximaux se résument dans le tableau suivant :

Tableau III.10 : Sollicitations combinées de calcul des poutrelles avant coulage

	Moment max en travée [kN.m]	Effort tranchant max en appui [kN]
ELU	5.51	6.30
ELS	3.78	4.32

c) Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Où :

$$b = 0.12 \text{ m}$$

$$d = 0.04 \text{ m}$$

$$\mu = 2.025 > 0.392 = \mu_{\text{lim}} \Rightarrow A_{sc} \neq 0$$

Notre section de béton nécessite des armatures de compression. Par ailleurs, il est quasiment impossible d'introduire ces armatures comprimées vu la très faible hauteur de notre section. Pour y remédier, nous pouvons diminuer le moment et limiter la flèche de la poutrelle en réduisant la portée. La solution est donc de prévoir des étais, et le calcul des espacements L se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \leq \mu_{\text{lim}} \Leftrightarrow \frac{ql^2/8}{b \times d^2 \times f_{bu}} \leq \mu_{\text{lim}}$$

Ce qui nous donne :

$$l \leq \sqrt{\frac{\mu_{\text{lim}} \times 8 \times b \times d^2 \times f_{bu}}{q}} = 0.77 \text{ m}$$

Nous avons besoins donc de 4 étaitements avec :

$$L = 0.75 \text{ m}$$

III.6.2.3. Après coulage

Après bétonnage, la section transversale des poutrelles devient une section en T (Fig. III.20). La surface du plancher qui revient à chaque poutrelle est une bande de largeur égale à 0.60 m.

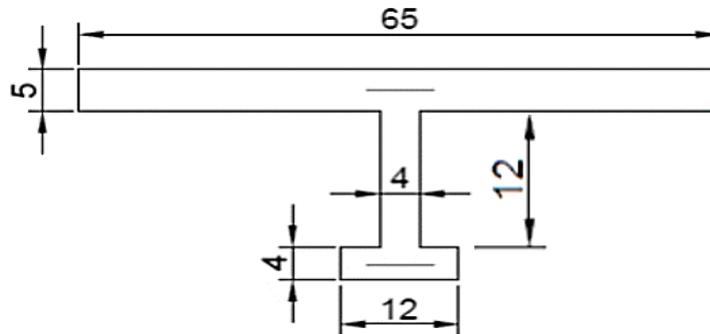


Figure III.20 : Schéma de la poutrelle après coulage.

Pour le calcul du ferrailage, nous considérons un seul type de poutrelles, c'est celui qui correspond au cas le plus défavorable.

a) Sollicitations de calcul

Tableau III.11 : Charges sur poutrelles après coulage

Niveau	G [kN/ml]	Q [kN/ml]	1.35G+1.5Q [kN/ml]	G+Q [kN/ml]
Terrasse	7.05	1.00	11.02	8.05
Niveau courant (habitation)	5.10	1.50	9.135	6.60
Ss et Es (commerce)	5.10	5.00	14.385	10.10

Les sollicitations sont calculées à partir du logiciel RDM6, et les résultats sont résumés dans le tableau et les figures suivants :

Tableau III.12 : Sollicitations des poutrelles

Combinaison		Sur appui		En travée	
		ELU	ELS	ELU	ELS
Moment fléchissant max [kN.m]	2 travées	-21.42	-15.03	12.62	8.86
	3 travées	-17.18	-12.06	14.27	10.02
Effort tranchant [kN]	2 travées	31.29		/	
	3 travées	30.08			

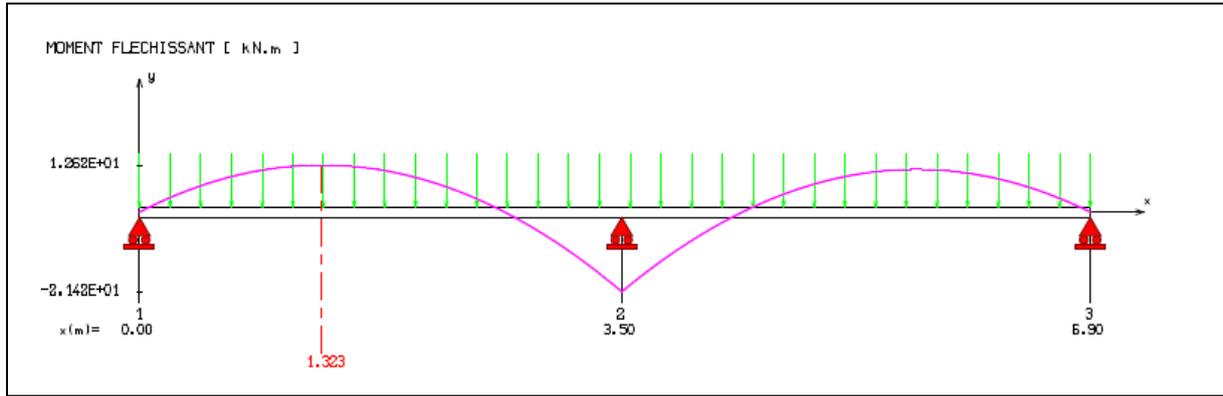


Figure III.21 : Moment fléchissant des poutrelles à l'ELU (2 travées)

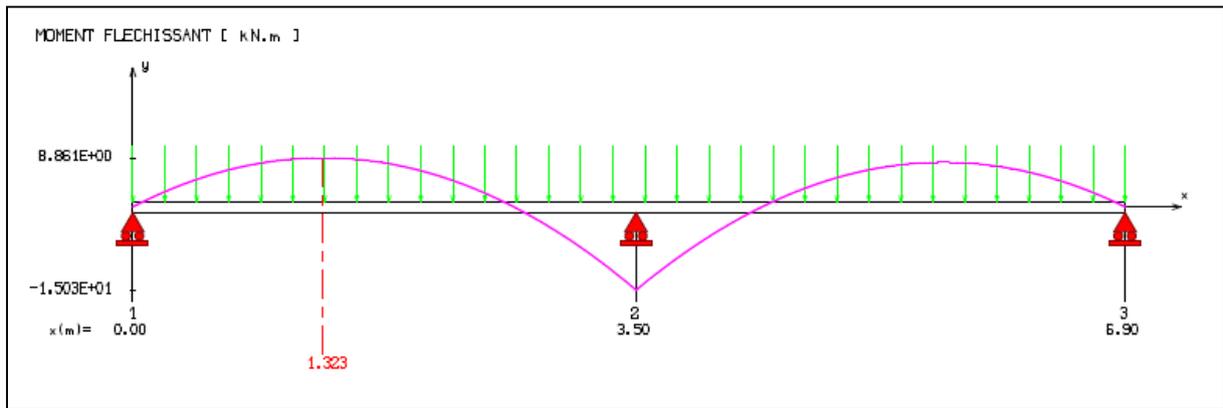


Figure III.22 : Moment fléchissant des poutrelles à l'ELS (2 travées)

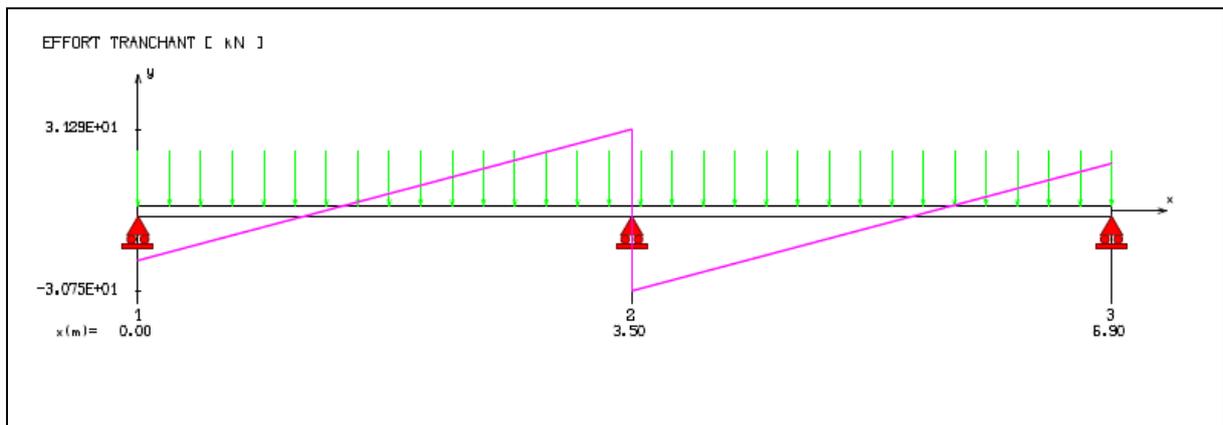


Figure III.23 : Effort tranchant des poutrelles à l'ELU (2 travées)

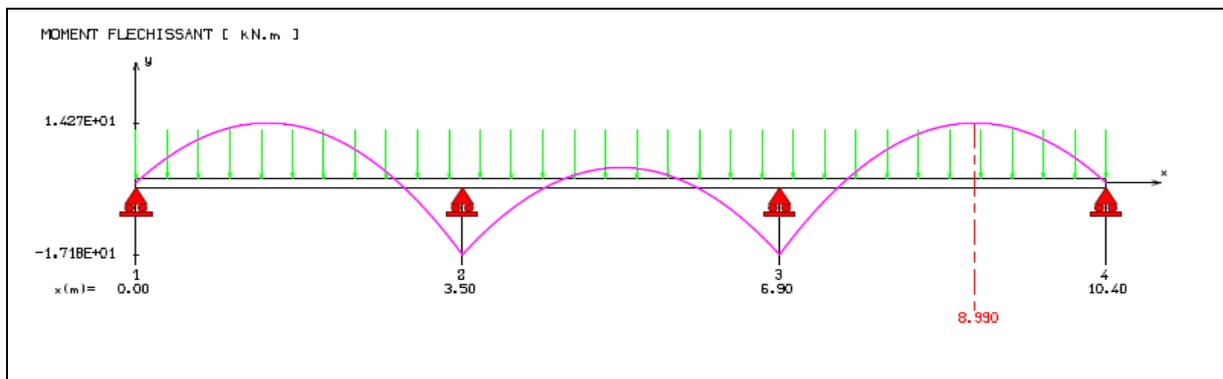


Figure III.24 : Moment fléchissant des poutrelles à l'ELU (3 travées).

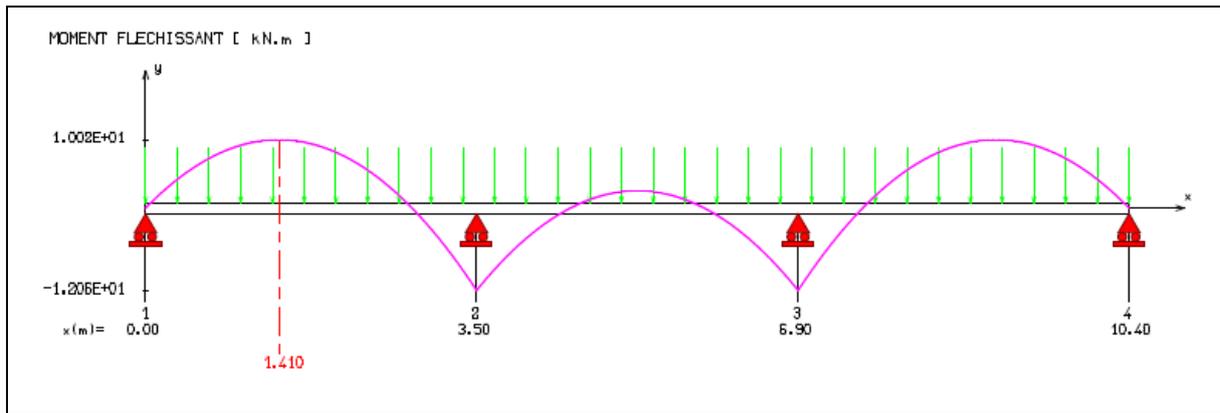


Figure III.25 : Moment fléchissant des poutrelles à l'ELS (3 travées)

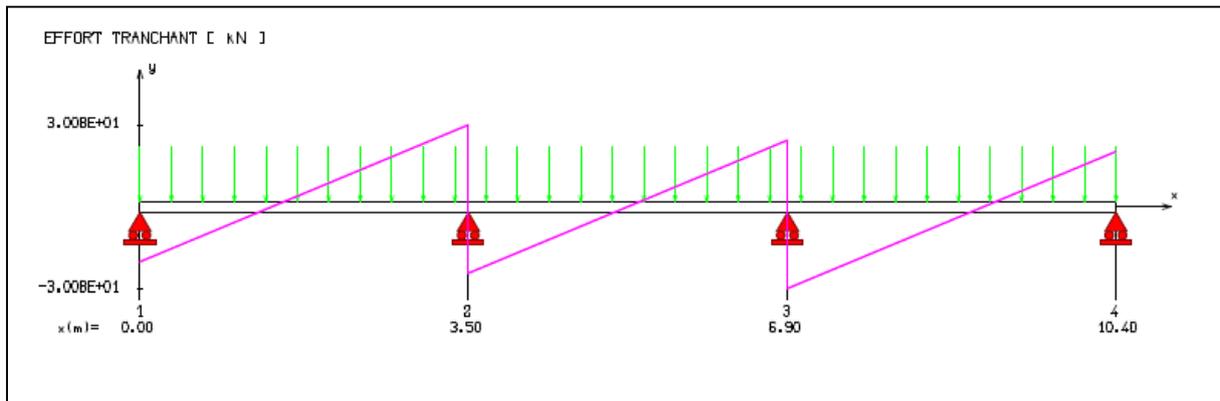


Figure III.26 : Effort tranchant des poutrelles à l'ELU (3 travées)

b) Calcul des armatures

Etant donné que les poutrelles ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est donc considérée comme peu préjudiciable. Par conséquent, le calcul se fera à l'ELU seulement.

Nous allons, dans ce qui suit, dimensionner avec les sollicitations maximales calculées précédemment

Armatures longitudinales

a) En travée

$$M_u = 14.27 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 h = 0.189 \text{ m}$$

$$h = 0.16 + 0.05 = 0.21 \text{ m}$$

$$h_0 = 0.05 \text{ m}$$

$$b = 0.65 \text{ m}$$

$$b_0 = 0.12 \text{ m}$$

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} (d - h_0/2)$$

Soit,

$$M_u = 14.27 \text{ KN.m} \leq M_t = 69.72 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Axe neutre dans table de compression.}$$

Le calcul se fait comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table b.

Nous avons donc,

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.047$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu}) = 0.060 \leq 0.259 \rightarrow \text{pivot A} \leftrightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_s = \frac{0.8 \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 2.22 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour cette section, nous choisissons le ferrailage suivant :

$$3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$St = 20 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité

$$A_{s, \min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.37 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{s, \min} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Sur appui

$$M_u = 21.42 \text{ kN.m}$$

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 h = 0.189 \text{ m}$$

$$h = 0.16 + 0.05 = 0.21 \text{ m}$$

$$h_0 = 0.05 \text{ m}$$

$$b = 0.65 \text{ m}$$

$$b_0 = 0.12 \text{ m}$$

D'où,

$$M_u = 21.42 \text{ kN.m} \leq M_t = 69.72 \text{ kN.m} \rightarrow \text{Axe neutre dans table de compression}$$

Le calcul se fait comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table b.

Il vient :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.070$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu}) = 0.091 \leq 0.259 \rightarrow \text{Pivot A} \leftrightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_s = \frac{0.8 \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 3.38 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix du ferrailage :

$$3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$St = 20 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité

$$A_s = 3.39 \geq A_{s, \min} = 1.37 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Armatures transversales

Selon le BAEL91 (A.7.2, 2), nous avons :

$$\emptyset t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \emptyset_l, \frac{b}{10} \right)$$

Où,

$\emptyset t$: Diamètre des armatures transversales.

\emptyset_l : Diamètre des armatures longitudinales.

h : Hauteur totale de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

Ce qui donne numériquement :

$$At \leq \min (6 ; 12 ; 6)$$

Choix de la section :

$$At = 2HA6$$

Ces armatures transversales sont droites (inclinaison= 90°). Leur espacement St qui se calcule comme ce qui suit :

$$St \leq \frac{At \times 0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}{(\tau_u - 0.3 f_{tj}) b_0}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Ce qui donne numériquement :

$$\tau_u = 1.38 \text{ MPa}$$

$$St = 0.12 \text{ m}$$

Vérification au cisaillement

La contrainte de cisaillement maximale dans le béton est donnée par :

$$\tau_u = 1.38 \text{ MPa}$$

$$\tau_{b,adm} = \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\tau_u \leq \tau_{b,adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.6.2.4. Calcul de la table de compression

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm et une largeur de 65 cm et sera ferrillée dans les deux sens afin d'éviter la fissuration.

Selon le CBA93, l'espacement des mailles doit vérifier les conditions suivantes :

- Espacement des armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 2 cm.
- Espacement des armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm.

Armatures perpendiculaires aux nervures

La section d'armature dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par la formule suivante :

$$A_{s\perp} = \frac{4L}{f_e}$$

Avec,

L : Espacement entre les poutrelles égal à 60 cm

f_e : Contrainte limite des aciers de treillis soudés égale à 240MPa

Soit numériquement,

$$A_{s\perp} = 1.00 \text{ cm}$$

$$A_{s\perp} = 4\emptyset 6 \approx 1.13 \text{ cm}^2$$

Espacement

$$St = \frac{100}{n} \quad (n = \text{nombre de barres})$$

Numériquement, on obtient :

$$St = 25 \text{ cm}$$

Armatures parallèles aux nervures

La section d'armatures parallèles aux nervures est donnée par :

$$A_{s\parallel} = \frac{A_{s\perp}}{2} = 0.565$$

Choix :

$$A_{s\parallel} = 2\emptyset 6 \approx 0.57 \text{ cm}^2$$

$$St = 30 \text{ cm}$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, nous choisissons un treillis soudé $\emptyset 6$, de nuance Fe240, dont la dimension des mailles est de (25 cm × 25 cm).

III.6.3. Dalles pleines

Les dalles sont des plaques minces et planes dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou comme c'est le cas pour notre bâtiment, quatre appuis (planchers réservés aux halls de circulation).

La dalle faisant objet de notre étude a les dimensions suivantes :

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

$$l_y = 5.30 \text{ m}$$

$$l_x/l_y = 0.64 \geq 0.4 \rightarrow \text{Dalle pourtant suivant deux directions x et y}$$

III.6.3.1. Evaluation des sollicitations

Les charges permanentes et d'exploitation revenant à la dalle sont reportées dans le tableau suivant :

Tableau III.13 : Charges revenant à la dalle pleine.

Niveau	G [kN/m ²]	Q [kN/m ²]	Combinaison à l'ELU	Combinaison à l'ELS
Niveau courant (habitation)	5.55	1.5	9.135	7.05
Ss et Es (commerce)	5.55	5	14.925	10.1

Pour notre projet, nous allons nous intéresser au calcul du ferrailage des planchers dalles pleines des niveaux courants. Quant au ferrailage des planchers de sous-sols et entresols, les calculs se feront indépendamment.

III.6.3.2. Sollicitations de calcul

Les moments isostatiques extrêmes au centre du panneau ont pour valeurs :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_x$$

Où,

μ_x, μ_y : Coefficients donnés en fonction de ($\alpha = l_x/l_y$)

$l_x; l_y$: Portée entre nus d'appuis de la dalle avec $l_x < l_y$

$$\alpha = 0.64$$

Tableau III.14 : Valeurs des coefficients μ_x et μ_y

état	ELU	ELS
μ_x	0.0745	0.080
μ_y	0.369	0.53

La continuité est prise en considération en multipliant les moments par des coefficients forfaitaires, qui sont :

Sur appui :

$$M_{ax,y} = -0.5 M_{0x}$$

En travée :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y}$$

Les efforts tranchants maximaux sont donnés par :

Au milieu de l_x :

$$V_x = \frac{P \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x}$$

Au milieu de l_y :

$$V_y = P \cdot l_x / 3$$

Le tableau ci-après contient les sollicitations de calcul.

Tableau III.15 : Sollicitations de calcul

Sollicitation	Valeurs maximales	
	ELU	ELS
M_{ox} (kN.m)	7.87	6.52
M_{oy} (kN.m)	2.90	3.45
V_x (kN)		11.76
V_y (kN)		10.35

III.6.3.3. Calcul du ferrailage

Pour le calcul des armatures, nous considérons une section rectangulaire de 1 m de largeur et 0.15 m de hauteur avec un enrobage d'acier de 0.03 m soumise à une flexion simple.

La fissuration est peu préjudiciable, le calcul se fera à l'ELU seulement en considérant les sollicitations maximales suivantes :

$$\begin{aligned} M_{ox} &= 7.87 \\ M_{oy} &= 2.90 \end{aligned} \rightarrow \begin{cases} M_{ax,y} = - 3.935 \\ M_{tx} = 5.90 \\ M_{ty} = 2.465 \end{cases}$$

Calcul à mi travée

- Selon le sens x

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.023 \leq 0.48$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu}) = 0.029 \leq 0.259 \rightarrow \text{Pivot A} \leftrightarrow A_{s,sup} = 0$$

$$A_{s,inf} = \frac{0.8 \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 1.27 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s,min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.81 \text{ cm}^2$$

Choix du ferrailage :

$$3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Selon le sens y

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.011 \leq 0.48$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu}) = 0.014 \leq 0.259 \rightarrow \text{Pivot A} \leftrightarrow A_{s,sup} = 0$$

$$A_{s,inf} = \frac{0.8 \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 5.81 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s,min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.81 \text{ cm}^2$$

Choix du ferrailage :

$$3\text{HA}8 = 1.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul sur appuis

$$\mu = \frac{M_{\max,y}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.014 \leq 0.48$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu}) = 0.018 \leq 0.259 \rightarrow \text{Pivot A} \leftrightarrow \mathbf{A_{s,inf} = 0}$$

$$A_{s,sup} = \frac{0.8 \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 8.05 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s,min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.81 \text{ cm}^2$$

Choix du ferrailage (armatures supérieures) :

3HA8 = 1.81 cm²/ml pour les deux sens x et y

Vérification au cisaillement

On a :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

La vérification au cisaillement est contenue dans le tableau suivant.

Tableau III.16 : Vérification au cisaillement selon les deux sens x, et y

Sens	Effort tranchant (kN)	τ_u (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
x	11.76	0.087	Vérifiée
y	10.35	0.076	Vérifiée

Conditions de non fragilité

Elle est tel que :

$$\rho_x \geq \rho_0 \times \frac{3-\alpha}{2}$$

$$\rho_x \geq \frac{A_s}{b_0 \times d}$$

$$\rho_0 \geq 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Soit numériquement :

$$\rho_x \geq 1.58 \times 10^{-3}$$

$$\rho_0 \geq 1.21 \times 10^{-3}$$

$$\rho_0 \times \frac{3-\alpha}{2} \geq 1.42 \times 10^{-3}$$

$$\rho_x = 1.58 \times 10^{-3} \geq \rho_0 \times \frac{3-\alpha}{2} = 1.42 \times 10^{-3} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Remarque

Pour des raisons techniques liées à l'exécution, en particulier la facilité du ferrailage, nous choisissons le même ferrailage pour toute la dalle suivant les deux directions. Ceci donne donc le ferrailage suivant :

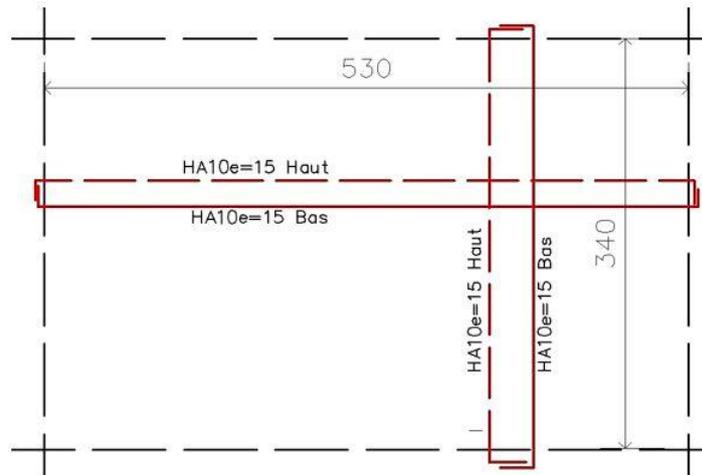


Figure III.27 : Schéma de ferrailage de la dalle

III.7. Conclusion

Les éléments non structuraux ne participent pas à la stabilité et au contreventement du bâtiment mais sont des éléments importants qui peuvent transmettre les efforts aux éléments porteurs, de ce fait, leurs dimensionnements doivent être conformes aux règlements.

CHAPITRE IV

ÉTUDE DYNAMIQUE

Étude dynamique

IV.1. Introduction

L'objectif principal de l'étude dynamique consiste à déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure (périodes propres, déplacements, ...) lorsqu'elle est soumise à une action dynamique comme pour le cas de séismes.

Une telle étude pour un ouvrage étagé en béton armé est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. Pour y remédier, les ingénieurs essayent de simplifier les calculs en représentant ce problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et en considérant non pas la structure réelle mais une modélisation permettant d'avoir une simulation de comportement qui se rapproche le plus du comportement réel de la structure. Ce modèle doit refléter avec une bonne précision les moindres paramètres du système d'origine.

Pour y parvenir, plusieurs méthodes sont utilisées dont les plus courantes sont :

Modélisation en masse concentrée : Cette modélisation est recommandée dans le cas où la distribution des masses n'est pas tout à fait uniforme.

Modélisation en éléments finis : Ce type de modélisation utilise une technique très robuste pour exprimer les déplacements d'un système très complexe à l'aide d'un nombre fini de coordonnées.

IV.2. Méthodes de calcul

L'analyse d'une structure peut être menée à l'aide de trois méthodes, à savoir :

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

Le choix de l'une ou l'autre dépend du type de la structure et de ses dimensions.

IV.2.1. Conditions d'application de des méthodes de calcul

a) Méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans le cas où les conditions suivantes satisfaites :

- 1) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30 m en zone III
- 2) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées plus haut, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I

Tous les groupes

Zone II

Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone III

Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

Remarque

Dans le cas de notre immeuble, les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies, nous utiliserons une des deux méthodes dynamiques suivantes :

b) Méthode d'analyse par accélérogrammes

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

c) Méthode modale spectrale

La méthode qui convient le mieux pour notre bâtiment est la méthode modale spectrale.

IV.2.2. Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront par la suite combinés de la façon la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Cette méthode est caractérisée par la définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse de calcul, et l'hypothèse d'un comportement globalement linéaire de la structure, permettant l'utilisation des modes propres.

Pour utiliser cette méthode dans de bonnes conditions, il est nécessaire de respecter les points suivants :

- Etablissement d'une modélisation adéquate.
- Choix judicieux des modes à retenir.
- Connaissance des limites de validité des règles de combinaisons des modes et des composantes.

IV.2.3. Nombre de modes à considérer

Selon le règlement parasismique algérien (RPA99/2003), le nombre de modes de vibration à prendre en considération doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus représente au moins 90% de la masse totale de la structure.
- Tous les modes retenus ont une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale.
- Le minimum de modes retenu est égal à trois (03).

Dans le cas où les conditions citées plus haut ne sont pas observées, le nombre de modes à considérer est donné par :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où,

N : nombre de niveaux au-dessus du sol

T_k : période du mode K

Selon la première inégalité, nous avons $K \geq 12$. Par conséquent, nous prenons $K = 15$ en premier lieu, et nous vérifierons la seconde après les calculs.

IV.3. Modélisation de la structure analysée

Compte tenu de la difficulté et de la complexité que représente le calcul manuel des efforts internes des éléments composant la structure de notre immeuble (moments, efforts normaux, etc.), nous avons utilisé pour réaliser cette tâche l'outil informatique et les différents logiciels de calcul des structures disponibles.

En ce qui concerne l'analyse de notre bâtiment, nous allons travailler avec le code de calcul par éléments finis proposé par le logiciel « Autodesk Robot Structural Analysis ». Ce dernier propose des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction avec un flux de travail fluide et une interface graphique offrant de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet aussi la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes normes en vigueur à travers le monde (RPA99/2003, BAEL,...en Algérie).

Le logiciel (Autodesk Robot Structural Analysis) offre également un avantage incontestable par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions, il permet une descente de charges 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, poutre, voile... etc.).

IV.3.1. Description de la modélisation

Pour la modélisation, nous avons procédé à une analyse modale sur un modèle tridimensionnel qui consiste à calculer les effets maximaux d'un séisme sur une structure. Pour cette tâche, nous avons recherché les modes de vibration de la structure qui caractérisent son comportement au voisinage des fréquences dites de résonance. En effet, la réponse d'une structure est prépondérante au droit de ces fréquences de résonance.

IV.3.2. Modélisation des éléments structuraux

La modélisation des éléments structuraux s'est faite comme ce qui suit :

- a) Les voiles ont été modélisés par des éléments coques à quatre nœuds.
- b) Les éléments barre (poutres) ont été modélisés par des éléments finis.
- c) Les planchers sont simulés à des diaphragmes souples, et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- d) Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

IV.3.3. Modélisation de la masse

Les sources de masse pour l'étude dynamique sont les charges permanentes ainsi que les surcharges d'exploitations minorées, soit :

$$W = G + 0.2 Q$$

La masse des éléments modélisés est prise de façon implicite en prenant en compte le poids volumique du béton armé, à savoir 2.5 t/m³.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), est introduite manuellement en tant que charge permanente.

IV.3.4. Caractéristiques de la structure et de l'analyse modale

Les principales caractéristiques de la structure sont :

- Structure classée en groupe d'usage 1B.
- Site ferme : sol de catégorie S2.
- Ouvrage se trouvant dans une zone III (zone de forte sismicité).
- Hauteur de la structure : 51.20 m.
- Système structural composé exclusivement de voiles en béton armé : pourcentage d'amortissement critique $\xi = 10\%$.
- Composante verticale de la force sismique non prise en considération (absence de porte à faux dépassant 1.5 m de portée).

- Nombre d'itérations : 40 (à augmenter si l'itération ne converge pas)
- Tolérance : 0.0001 (écart entre deux itérations à atteindre pour passer au mode suivant).
- Densité négligée (pour éviter de prendre en compte deux fois le poids propre de la structure lorsqu'il est déjà intégré dans la déclaration des masses).

La modélisation de la structure est représentée par la figure 4.1.

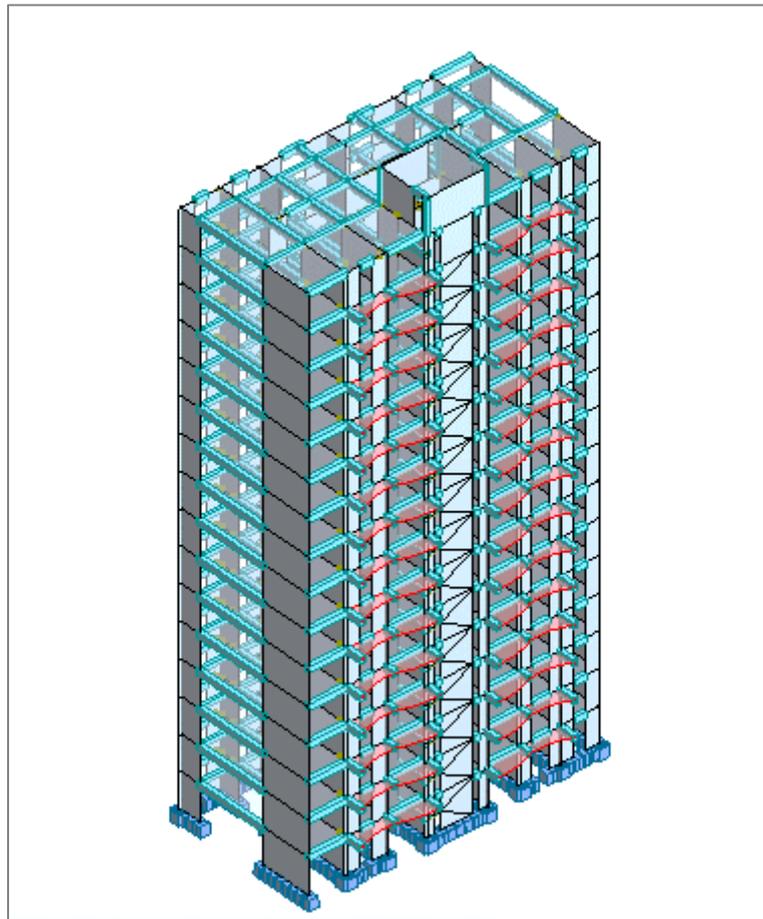


Figure IV.1 : Modèle 3D de la structure

IV.4. Analyse modale

IV.4.1. Spectre de réponse de calcul

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Aussi, pour des accélérogrammes donnés ; si nous évaluons les réponses maximales en fonction de la période (T), nous obtiendrons plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse (Figure x-y) et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure

Selon le RPA99/2003, l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Selon le règlement parasismique algérien RPA99/2003, les paramètres relatifs à notre structure sont les suivants :

- Coefficient d'accélération de zone : $A = 0.30$ (zone III, groupe d'usage 1B)
- Facteur de comportement global de la structure : $R = 3.5$ (voiles porteurs)
- Facteur de qualité : $Q = 1.10$ *
- Coefficient d'amortissement : $\xi = 10\%$
- Périodes caractéristique : $T_1 = 0.15$ s et $T_2 = 0.40$ s (site ferme S2)
- Facteur de correction d'amortissement : $\eta = 0.76$ **

(*) Pour le calcul du facteur de qualité, seuls les critères relatifs aux conditions minimales sur les files de contreventement et au contrôle de la qualité des matériaux ne sont pas vérifiés.

(**) Le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$

Les valeurs obtenues pour le spectre de réponse se trouvent dans le tableau 4.1 et son allure est représentée par la figure 4.2.

Tableau IV.1 : Valeurs de spectre de réponse

T [s]	Sa/g	T [s]	Sa/g	T [s]	Sa/g
0.00	0.375	1.70	0.086	3.40	0.048
0.10	0.275	1.80	0.083	3.50	0.045
0.20	0.225	1.90	0.080	3.60	0.043
0.30	0.225	2.00	0.077	3.70	0.041
0.40	0.225	2.10	0.074	3.80	0.040
0.50	0.194	2.20	0.072	3.90	0.038
0.60	0.172	2.30	0.070	4.00	0.036
0.70	0.155	2.40	0.068	4.10	0.035
0.80	0.142	2.50	0.066	4.20	0.034
0.90	0.131	2.60	0.065	4.30	0.032
1.00	0.122	2.70	0.063	4.40	0.031
1.10	0.115	2.80	0.061	4.50	0.030
1.20	0.108	2.90	0.060	4.60	0.029
1.30	0.103	3.00	0.059	4.70	0.028
1.40	0.098	3.10	0.056	4.80	0.027
1.50	0.093	3.20	0.053	4.90	0.026
1.60	0.089	3.30	0.050	5.00	0.025

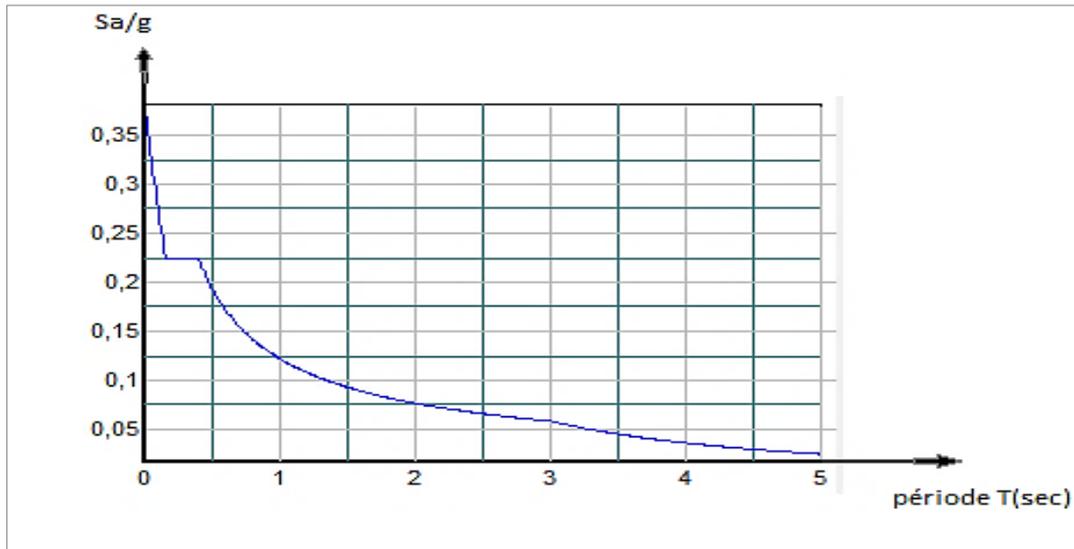


Figure IV.2 : Spectre de réponse de calcul

IV.4.2. Observations des résultats

Le coefficient de participation massique correspond au ième mode de vibration représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques des modes considérés.

Tableau IV.2 : Résultats de l'analyse modale

Mode	Fréquence [Hz]	Période [s]	Masses cumulées U _x [%]	Masses cumulées U _y [%]	Masse modale U _x [%]	Masse modale U _y [%]
1	1.12	0.89	0.06	65.47	0.06	65.47
2	1.29	0.78	70.76	65.52	70.70	0.05
3	1.47	0.68	70.84	65.56	0.08	0.03
4	4.57	0.22	84.36	65.59	13.51	0.03
5	4.94	0.20	84.38	82.19	0.02	16.6
6	5.59	0.18	84.38	82.68	0.00	0.49
7	9.49	0.11	89.58	82.68	5.20	0.00
8	11.73	0.09	89.58	87.98	0.00	5.3
9	12.50	0.08	89.59	89.10	0.01	1.12
10	15.59	0.06	92.45	89.10	2.86	0.00
11	20.40	0.05	92.45	91.76	0.00	2.65
12	21.51	0.05	92.46	92.40	0.01	0.64
13	22.70	0.04	94.22	92.40	1.76	0.00
14	30.13	0.03	94.23	94.08	0.01	1.68
15	30.45	0.03	95.38	94.08	1.16	0

Remarque

- La période fondamentale de la structure est de 0.89 sec.
- Le premier, et le deuxième mode sont des modes de translation suivant Y et X respectivement.
- Le troisième mode est un mode de torsion
- Les facteurs de participations massiques atteignent les 90% au 10ème mode selon la direction X et au 11ème mode selon la direction Y.
- Le nombre de modes à considérer est de 11.
- Les figures ci-dessous (Fig. IV.3, IV.4 et IV.5) représentent les principaux modes de vibration de la structure.

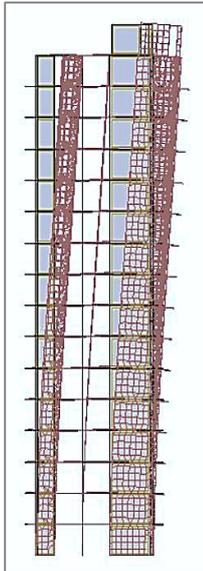


Figure IV.3 : Représentation du mode 1
(Translation suivant y)

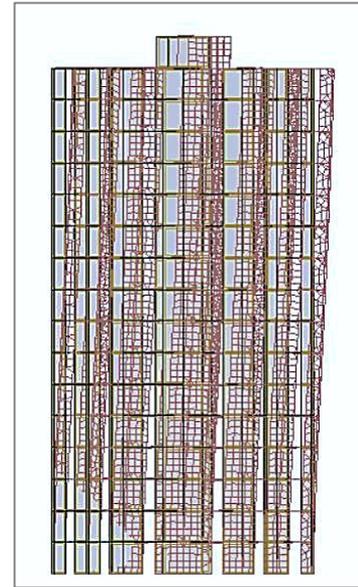


Figure IV.4 : Représentation du mode 2
(Translation suivant x)

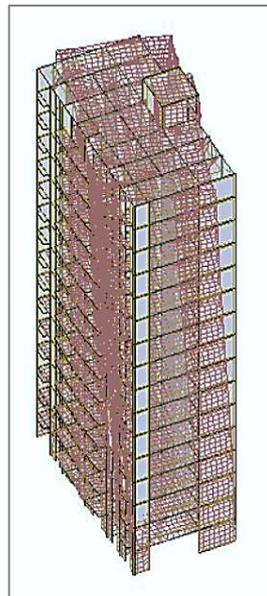


Figure IV.5 : Représentation du mode 3
(Torsion)

IV.4.3. Vérification de la période

Le RPA99/2003 (article 4.2.4) exige que la période numérique (obtenue par Autodesk Robot) ne doit pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique ci-dessous de plus de 30%. Cette formule est :

$$T_{\text{empirique}} = \min (C_t \cdot h_n^{3/4}, 0.09 h_n / \sqrt{D})$$

Où,

C_t : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau [4.6 du RPA99/2003]

h_n : hauteur totale de la structure mesurée à partir de la base

D : dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée en mètre

Dans le cas de notre bâtiment, nous avons :

$$T_{\text{empirique}} = 0.91 \text{ sec}$$

$$T_{\text{numérique}} = 0.89 \text{ sec.} \leq 1.3 \cdot T_{\text{empirique}} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.5. Combinaison du mouvement sismique

IV.5.1. Combinaisons des modes

Suivant chaque direction de la sollicitation sismique, les valeurs globales de calcul des déplacements, des forces et des contraintes sont calculées pour chaque mode de vibration de la structure. Par la suite, les réponses modales obtenues séparément seront combinées de façon à reconstituer l'ensemble des effets du séisme réel. La résultante des effets engendrés peut être calculée par plusieurs méthodes, à savoir :

a. Méthode SRSS (racine carré de la somme des carrés)

La méthode SRSS ne prend pas en considération le couplage des modes (toutes les valeurs modales maximales sont supposées statiquement indépendantes). Néanmoins, elle permet de combiner les forces et les déplacements maximaux pour les différents modes en considérant la racine carrée de la somme de leurs carrés.

Pour les structures en trois dimensions, où plusieurs fréquences sont identiques, cette supposition n'est pas justifiée.

b. Méthode ABS (somme des valeurs absolues des réponses modales)

Cette méthode très conservatrice suppose que toutes les valeurs modales maximales se produisent en même temps. Dans cette méthode, les résultats modaux sont combinés en considérant la somme de leurs valeurs absolues.

c. Méthode CQC (combinaison quadratique complète)

Une autre méthode très recommandée est la méthode CQC. Cette méthode, considérée comme la plus précise, est basée sur la théorie des vibrations aléatoires et une corrélation entre deux réponses en fonction de l'écart existant entre les deux fréquences propres appropriées.

La résultante de l'effet recherché est estimée à partir des valeurs modales maximales par la formule :

$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^n \cdot \sum_{j=1}^n \rho_{ij} E_i E_j}$$

Avec :

E : réponse à calculer.

E_i, E_j : réponses maximales dans les modes i et j respectivement.

ρ_{ij} : coefficient de corrélation entre les modes i et j dépendant des pulsations propres ω_i et ω_j des pourcentages d'amortissement critique des deux modes. Ce coefficient est donné par l'expression suivante :

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2}$$

Où,

ξ : coefficient d'amortissement.

$r = \omega_i / \omega_j$

Remarque

La méthode CQC est celle utilisée par le logiciel Autodesk Robot pour combiner les modes de vibration.

IV.5.2. Combinaisons des réponses modales

Le RPA99/2003 propose de vérifier l'indépendance de deux modes de vibration i et j de périodes T_i, T_j et d'amortissement ξ_i, ξ_j par la formule suivante :

$$r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \times \xi_j}}$$

Avec :

$r = T_i / T_j$ si ($T_i \leq T_j$)

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 modales E_1, E_2 ne sont pas indépendantes, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{|E_1| + |E_2| + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

Où :

E : effet de l'action sismique considérée

E_i, E_j : valeur modale de E pour les modes i, j

K : nombre de modes retenus

IV.5.3. Combinaisons des composantes du mouvement sismique

L'action sismique ne comporte pas une direction privilégiée et doit donc être considérée suivant deux composantes horizontales et une composante verticale. Nous avons donc trois combinaisons de réponses modales.

Les maxima des effets des trois composantes du mouvement sismique sont alors combinés linéairement en utilisant les combinaisons de Newmark :

$$E = \pm E_x \pm \lambda E_y \pm \mu E_z$$

$$E = \pm \lambda E_x \pm E_y \pm \mu E_z$$

$$E = \pm \lambda E_x \pm \mu E_y \pm E_z$$

Avec :

E_x , E_y et E_z : déformations ou sollicitations engendrées par chacune des composantes horizontales et verticales de l'action sismique

λ et μ : coefficients pris égaux à 0.3 dans les cas les plus couramment rencontrés

On peut également effectuer une combinaison quadratique des effets des trois directions sismiques à la place des combinaisons linéaires pondérées.

IV.6. Analyse sismique

L'analyse sismique va nous permettre de déterminer les efforts horizontaux appliqués au bâtiment analysé.

IV.6.1. Combinaisons de charges

Les combinaisons de charges utilisées sont les suivantes :

- 1.35G + 1.5Q
- G + Q
- G + Q ± E
- 0.8G ± E

IV.6.2. Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques du bâtiment étudié correspondant à chaque niveau (centre de gravité, centre de torsion, excentricités théorique et accidentelle) figurent dans le tableau suivant (Tab. IV.3):

Tableau IV.3 : Caractéristiques géométriques

Etage	Centre de gravité [m]		Centre de torsion [m]		Excentricité théorique [m]		Excentricité accidentelle [m]	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	13.08	6.99	13.06	5.41	0.02	1.58	1.33	0.81
1 ^{er}	13.08	6.99	13.06	5.41	0.02	1.58	1.33	0.81
2 ^{ème}	13.08	6.99	13.06	5.41	0.02	1.58	1.33	0.81
3 ^{ème}	13.08	6.99	13.06	5.41	0.02	1.58	1.33	0.81
4 ^{ème}	13.08	6.99	13.06	5.41	0.02	1.58	1.33	0.81
5 ^{ème}	13.08	6.99	13.06	5.41	0.02	1.58	1.33	0.81
6 ^{ème}	13.08	6.99	13.06	5.41	0.02	1.58	1.33	0.81
7 ^{ème}	13.08	6.99	13.06	5.41	0.02	1.58	1.33	0.81
8 ^{ème}	13.08	6.99	13.06	5.41	0.02	1.58	1.33	0.81
9 ^{ème}	13.08	6.99	13.06	5.41	0.02	1.58	1.33	0.81
10 ^{ème}	13.08	6.99	13.06	5.41	0.02	1.58	1.33	0.81
11 ^{ème}	13.08	6.99	13.06	5.41	0.02	1.58	1.33	0.81
12 ^{ème}	13.08	6.99	13.06	5.41	0.02	1.58	1.33	0.81
13 ^{ème}	13.08	6.99	13.06	5.41	0.02	1.58	1.33	0.81
14 ^{ème}	13.08	6.99	13.06	5.41	0.02	1.58	1.33	0.81
15 ^{ème}	13.08	6.99	13.06	5.41	0.02	1.42	1.33	0.69

IV.6.3. Effort sismique aux différents niveaux

Le tableau ci-après donne la distribution de l'effort sismique aux différents niveaux.

Tableau IV.4 : la distribution de l'effort sismique sur les différents niveaux

Etage	V _x [kN]	V _y [kN]
RDC	8897.70	7999.92
1 ^{er}	8829.39	7928.88
2 ^{ème}	8657.23	7739.65
3 ^{ème}	8428.58	7481.35
4 ^{ème}	8150.13	7196.45
5 ^{ème}	7813.91	6882.09
6 ^{ème}	7433.70	6533.97
7 ^{ème}	7011.50	6165.82
8 ^{ème}	6546.18	5781.69
9 ^{ème}	6041.84	5372.08
10 ^{ème}	5487.84	4932.59
11 ^{ème}	4873.83	4454.80
12 ^{ème}	4191.53	3916.91
13 ^{ème}	3420.11	3294.40
14 ^{ème}	2538.71	2540.48
15 ^{ème}	1493.03	1551.18

IV.6.4. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon le RPA99/2003 (article 4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale.

Si cette condition n'est pas vérifiée, nous devons majorer l'effort tranchant à la base selon le rapport suivant :

$$0.8 V/V_t$$

Le calcul de la force sismique à la base du bâtiment par la méthode statique équivalente est donné par la formule suivante :

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

Où :

A : coefficient d'accélération de zone $\rightarrow A = 0.3$

Q : facteur de qualité $\rightarrow Q = 1.05$

R : coefficient de comportement $\rightarrow R = 3.5$

D : facteur d'amplification dynamique $\rightarrow D = 0.89$

W : poids total de la structure $\rightarrow W = 91048.26 \text{ kN}$

Le tableau suivant regroupe l'ensemble des résultats obtenus.

Tableau IV.5 : Vérification de la résultante des forces sismiques

V [kN]	V _t [kN]		V _t /V	
	Suivant X	Suivant Y	Suivant X	Suivant Y
4861.98	8897.70	7999.92	1.83	1.65

$V_t/V > 0.8 \rightarrow$ Condition vérifiée suivant les deux directions

IV.6.5. Vérification au renversement

Cette condition d'équilibre s'intéresse à la stabilité d'ensemble de la structure sous l'effet d'un chargement sismique. Il s'agit de vérifier que le moment stabilisant sur le moment renversant soit supérieur ou égal à 1.5.

Soit :

$$\frac{M_s}{M_R} \geq 1.5$$

Avec :

M_R : moment renversant obtenu à partir des résultats de l'analyse faite à l'aide du logiciel Autodesk Robot

$$M_R = \sum_{i=1}^n F_i \times H_i$$

M_s : moment stabilisant obtenu à partir des résultats de l'analyse faite à l'aide du logiciel Autodesk Robot

$$M_{Sx} = W \times X_G$$

$$M_{Sy} = W \times Y_G$$

X_G, Y_G : coordonnées du centre de gravité de la structure

W : poids total du bâtiment

F_i : Force sismique au niveau i

H_i : Hauteur du niveau i

Le tableau suivant résume les résultats des efforts ainsi que les vérifications effectuées :

Tableau IV.6 : Vérification de la stabilité au renversement

W [Kn]	G [m]		M _s [Kn.m]		M _R [Kn.m]		M _s /M _R	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
91048.26	13.08	6.99	1190911.24	636427.34	319408.67	287271.23	3.73	2.22

IV.6.6. Vérification des déplacements latéraux inter- étages

L'article 5.10 du RPA99/2003 préconise de vérifier l'inégalité ci-dessous :

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 1\% h_e \rightarrow h_e = \text{hauteur d'étage} = 3.20 \text{ m} \rightarrow \bar{\Delta} = 3.20 \text{ cm}$$

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_k : Déplacement horizontal de l'étage k

Δ_k : Déplacements relatifs au niveau k par rapport au niveau $k-1$

δ_{ek} : Déplacements dus aux forces sismiques au niveau k .

$R = 3.5$: coefficient de comportement de la structure (contreventement par voiles)

Le tableau ci-dessous regroupe l'ensemble des vérifications spécifiques aux déplacements inter-étages.

Tableau IV.7 : Vérifications des déplacements Inter-étages

Etage	δ_{ek} [cm]		δ_k [cm]		Δ_k [cm]	
	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	0.231	0.168	0.8085	0.588	0.8085	0.588
1 ^{er}	0.494	0.398	1.729	1.393	0.5845	0.805
2 ^{ème}	0.662	0.583	2.317	2.0405	1.456	1.2355
3 ^{ème}	0.774	0.734	2.709	2.569	1.113	1.3335
4 ^{ème}	0.843	0.855	2.9505	2.9925	1.8795	1.659
5 ^{ème}	0.881	0.949	3.0835	3.3215	1.442	1.6625
6 ^{ème}	0.895	1.020	3.1325	3.57	2.128	1.9075
7 ^{ème}	0.89	1.071	3.115	3.7485	1.6205	1.841
8 ^{ème}	0.87	1.104	3.045	3.864	2.2435	2.023
9 ^{ème}	0.838	1.121	2.933	3.9235	1.68	1.9005
10 ^{ème}	0.796	1.126	2.786	3.941	2.261	2.0405
11 ^{ème}	0.748	1.120	2.618	3.92	1.659	1.8795
12 ^{ème}	0.696	1.107	2.436	3.8745	2.2155	1.995
13 ^{ème}	0.643	1.090	2.2505	3.815	1.5995	1.82
14 ^{ème}	0.595	1.071	2.0825	3.7485	2.149	1.9285
15 ^{ème}	0.548	1.042	1.918	3.647	1.498	1.7185

A partir de ce tableau, nous constatons que les déplacements relatifs Δ_k ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage (3.2 cm).

IV.6.7. Justification vis à vis de l'effet P - Δ

L'effet P - Δ (Fig 4.6) est un effet non linéaire qui se produit lorsque les éléments de la structure sont soumis à des charges axiales. C'est un effet associé à l'importance de la charge axiale P et au déplacement Δ . L'effet P - Δ est aussi lié à :

- L'importance de la charge axiale P.
- La rigidité ou la souplesse de la structure dans l'ensemble.
- La souplesse des différents éléments de la structure.

Selon le RPA99/2003, pour que l'effet P - Δ soit négligeable, il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$\Theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Où :

P_k : poids total de la structure (charge permanente + surcharges) au-dessus du niveau « k » calculé par la formule suivante :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : Hauteur de l'étage k

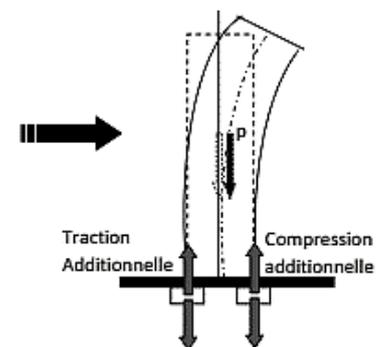


Figure IV.6 : Effet P-Delta

Par ailleurs, si :

- $0.1 < \theta_k < 0.2$, 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^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$ (RPA99/2003).
- $\theta_k > 0.2$, la structure est instable et doit être redimensionnée.

Dans le tableau 4.8 figurent les vérifications vis-à-vis de l'effet P - Δ .

Tableau IV.8 : Vérification vis-à-vis de l'effet P - Δ

Etage	Poids	h_k	Sens X			Sens Y		
			Δ_k	V_k	θ_k	Δ_k	V_k	θ_k
15ème	6632.3009	3.2	1.498	1493.03	0.021	1.7185	1551.18	0.023
14ème	12260.0316	3.2	2.149	2538.71	0.032	1.9285	2540.48	0.029
13ème	17887.7623	3.2	1.5995	3420.11	0.026	1.82	3294.40	0.031
12ème	23515.493	3.2	2.2155	4191.53	0.039	1.995	3916.91	0.037
11ème	29143.2237	3.2	1.659	4873.83	0.031	1.8795	4454.80	0.038
10ème	34770.9544	3.2	2.261	5487.84	0.045	2.0405	4932.59	0.045
9ème	40398.6851	3.2	1.68	6041.84	0.035	1.9005	5372.08	0.045
8ème	46026.4158	3.2	2.2435	6546.18	0.049	2.023	5781.69	0.050
7ème	51654.1465	3.2	1.6205	7011.50	0.037	1.841	6165.82	0.048
6ème	57281.8772	3.2	2.128	7433.70	0.051	1.9075	6533.97	0.052
5ème	62909.6079	3.2	1.442	7813.91	0.036	1.6625	6882.09	0.047
4ème	68537.3386	3.2	1.8795	8150.13	0.049	1.659	7196.45	0.049
3ème	74165.0693	3.2	1.113	8428.58	0.031	1.3335	7481.35	0.041
2ème	79792.8	3.2	1.456	8657.23	0.042	1.2355	7739.65	0.040
1er	85420.5307	3.2	0.5845	8829.39	0.018	0.805	7928.88	0.027
RDC	91048.2614	3.2	0.8085	8897.70	0.026	0.588	7999.92	0.021

A partir de ce tableau, nous remarquons que pour chaque niveau « k », $\theta_k < 0.1$ suivant les deux directions. Par conséquent, l'effet P - Δ peut être négligé dans le calcul des éléments structuraux.

IV.7. Conclusion

Les résultats obtenus à partir de l'étude dynamique confirment la bonne conception de notre ouvrage étant donné que l'ensemble des exigences imposées par le règlement parasismique algérien (stabilité au renversement, effet P - Δ) sont vérifiées.

CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Dimensionnement des éléments structuraux

V.1. Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous allons procéder à la détermination des sections d'acier nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le calcul des sections sera mené conformément aux normes en vigueur en Algérie (CBA93, RPA99/2003 et BAEL 91/99).

Les règles CBA93 et BAEL 91/99 (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé) ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont conçues de sorte à faire travailler les matériaux dans le domaine plastique, et en adoptant des combinaisons d'actions qui tiennent compte, d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, et d'autre part de la probabilité dans lesquelles les actions entaient leurs valeurs.

Les règles RPA99/2003 (Règles Parasismiques Algériennes) ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour les ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

V.2. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux non exposées aux intempéries et soumises aux charges verticales transmises directement par les planchers. Leur rôle est de transmettre les charges et surcharges (en plus de leur poids propre) qui leurs sont appliquées aux éléments porteurs verticaux (dans notre cas, les voiles).

Le ferrailage est obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

Tableau V.1 : Caractéristiques sous situations accidentelle et durable

Situation	γ_b	γ_s	f_{c28} [MPa]	f_{bu} [MPa]	f_e [MPa]	σ_s [MPa]
Situation durable	1.5	1.15	25	14.17	400	347.83
Situation accidentelle	1.15	1.0	25	18.48	400	400

Le calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peu préjudiciable.

V.2.1. Combinaisons des charges

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Situation durable :

Elle permet de déterminer les moments maximums en travées. D'où :

$$1.35G + 1.5Q$$

Situations accidentelles :

Elles donnent les moments maximums et minimums en valeur absolue sur appuis.

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

V.2.2. Recommandation du RPA99/2003

V.2.2.1. Armatures longitudinales

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre est de 0.5%. ($A_{st} = 0.5\% b \times h$)

Le pourcentage maximum est de 4% ($A_s = 4\% b \times h$) en zone courante, et 6% ($A_s = 6\% b \times h$) en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres/nœuds.

La longueur minimal de recouvrement est de 50ϕ (zone III).

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

V.2.2.2. Armatures transversales

La quantité des armatures transversales doit vérifier :

$$A_t = 0.03 S.d$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme ce qui suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12 \phi)$$

- En zone courante

$$S_t \leq h/2$$

Avec :

S_t : Espacement entre barres transversales.

b : Largeur de la poutre.

h : Hauteur de la poutre.

ϕ : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

V.2.3. Résultats du ferrailage

Le ferrailage est obtenu sous l'action des sollicitations les plus défavorables données par Autodesk Robot selon les différentes combinaisons (situations durable et accidentelles).

a. Poutres principales (40 x 55)

Tableau V.2 : Ferrailage de la poutre principale (40 x 55)

	Situation	Combinaisons	Moment [kN.m]	A_s [cm ²]	$A_{s,min}$ [cm ²]	A_s adopté	A_s réelle [cm ²]
En travée	Durable	1.35G+1.5Q	39.75	2.3	11.0	4AH20	12.57
Sur appui	Accidentel	0.8G-Ey	283.29	14.8	11.0	4AH20+2AH14	15.65

b. Poutres secondaires (30 x 40)

Tableau V.3 : Ferrailage de la poutre secondaire (30 x 40)

	Situation	Combinaisons	Moment [KN.m]	A_s [cm ²]	$A_{s,min}$ [cm ²]	A_s adopté	A_s réelle [cm ²]
En travée	Durable	1.35G+1.5Q	14.81	1.59	6.0	6AH12	6.79
Sur appui	Accidentel	0.8G+Ex	124.08	6.2	6.0	6AH12	6.79

- Pourcentage d'acier exigé par RPA99/2003 :

$A_{min} > 0.5\%.b.h \rightarrow$ Condition vérifiée

- Condition de non fragilité :

$A_{s,min} \geq 0.23 (f_{t28}/f_e) b_0.d = 2.39 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

$A_{s,min} \geq 0.23 (f_{t28}/f_e) b_0.d = 1.30 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

V.2.4. Armatures transversales

Nous avons :

$$\phi_t = \min (h/35; \phi_{l,min}; b/10) \rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

$$A_{t,min} = 0.003 S.b$$

Choix des sections :

$$A_t = 4 \phi_{10} \text{ (inclinaison de } 90^\circ)$$

L'espacement est déterminé comme ce qui suit:

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}{(\tau_u - 0.3 f_{tj}) b_0}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

V.2.4.1. Vérification à l'effort tranchant

Les calculs sont établis pour l'effort tranchant maximal sollicitant les poutres principales et secondaires.

Tableau V.4 : Vérification des résultats vis-à-vis de l'effort tranchant

<i>Poutre</i>	<i>Section</i>	$V_{u,max}$ [KN]	<i>Combinaisons</i>	τ_u [MPa]	$\tau_{b,adm}$	<i>Condition</i>
Principale	40 x 55	600.26	G+Q+Ey	3.03	3.33	Vérifiée
Secondaire	30 x 40	173.34	G+Q+Ex	1.605	3.33	Vérifiée

$$\tau_{b,adm} = \min(0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable)}$$

V.2.4.2. Vérifications

En plus des recommandations du RPA99/2003, les quantités d'aciers et les espacements doivent répondre aux conditions du BAEL 91/99, soit :

$$S_t \leq \min(0.9 d; 40 \text{ cm})$$

$$A_t \times f_e \geq 0.4 (b_0 \times S_t)$$

Le calcul des espacements et le choix des sections figurent dans le tableau suivant.

Tableau V.5 : Calcul de l'espacement des armatures transversales

<i>Poutre</i>	<i>Section</i>	S_t zone nodale	S_t zone courante	A_t adoptée
		[cm]	[cm]	
Principale	40 x 55	12	25	4 Ø10 (2cadre)
Secondaire	30 x 40	10	15	4 Ø10 (1cadre + un étrier)

V.2.5. Schéma de ferrailage des poutres

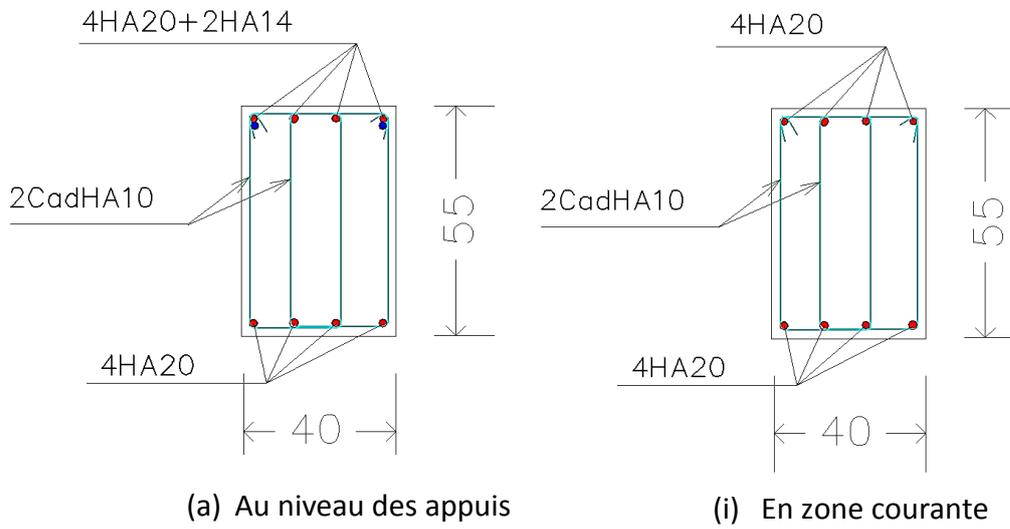


Figure V.1 : Ferrailage des poutres principales

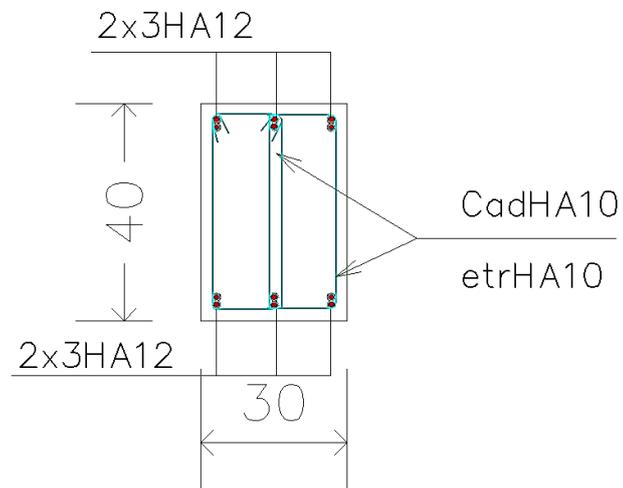


Figure V.2 : Ferrailage des poutres secondaires

V.3. Ferrailage des voiles

Les voiles sont soumis à un moment fléchissant et un effort tranchant provoqués par l'action du séisme, en plus d'un effort normal dû à la combinaison des charges permanentes et d'exploitations. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. Leur ferrailage est composé d'armatures verticales (flexion) et horizontales (cisaillement).

Le calcul du ferrailage des voiles s'effectuera conformément aux recommandations du règlement parasismique algérien (RPA99/2003).

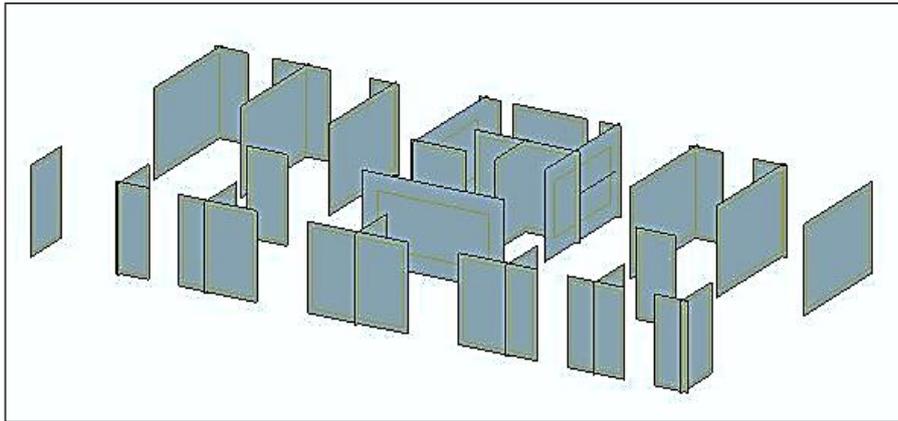


Figure V.3 : Vue en 3D de la disposition des voiles

La disposition des voiles est représentée par la figure V.3.

V.3.1. Conditions du RPA99/2003

V.3.1.1. Conditions du ferrailage transversal

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée. Ce ferrailage doit respecter les directives du RPA99/2003 décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontale de béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être raccrochées 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 menues de crochets.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus 15 cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).
- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinal des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale à 0.15%
 - En zone courante égale à 0.10%

- Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.
- L'espacement :
 - En zone courante $S_t \leq \min \{1.5e; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \rightarrow$ On choisit $S_t = 20 \text{ cm}$;
 - En zone nodale ($L/10$) : $S_{tn} = S_t/2 = 10 \text{ cm}$

Le calcul des aciers verticaux se fera pour une bande verticale de largeur d , avec :

$$d \leq (h_e/2 ; 2l'/3)$$

Où,

l' : Longueur de la zone comprimée.

h_e : Hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

Les sollicitations sont données par (méthode de Navier) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue trois cas :

1^{er} cas :

$(\sigma_1 ; \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ Section du voile entièrement comprimée.

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99/2003 ($A_{min} = 0.20\% \times a \times L$).

2^{ème} cas :

$(\sigma_1 ; \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ Section du voile entièrement tendue \Rightarrow Calcul du volume des contraintes de traction F_t .

D'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

Cette section est comparée avec le minimum exigé par le RPA99/2003.

3^{ème} cas :

$(\sigma_1 ; \sigma_2)$ de signes différents \Rightarrow Section du voile partiellement comprimée.

Dans ce cas la section tendue est calculée par la méthode de Navier.

V.3.1.2. Conditions du ferrailage horizontal

Ces armatures doivent supporter l'effort tranchant appliqué sur le voile.

Selon le RPA99/2003 :

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{ed} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec,

$$\bar{T} = 1.4 T_{\text{calcul}}$$

T : Effort tranchant du au séisme.

e : Epaisseur du voile.

d = 0.9 × h : Hauteur utile.

h : Hauteur totale de la section brute.

$\bar{\tau}_b$: Contrainte admissible du béton.

Le pourcentage minimal d'armatures est :

- Section minimale égale à 0.15% de la section du béton
- Diamètre minimal des barres de 10 mm
- Espacement entre barres : $St \leq (1.5a ; 30 \text{ cm})$

V.3.1.3. Conditions du ferrailage transversal

En plus des armatures horizontales, le RPA99/2003 exige l'utilisation d'épingles en nombre au moins 4 au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

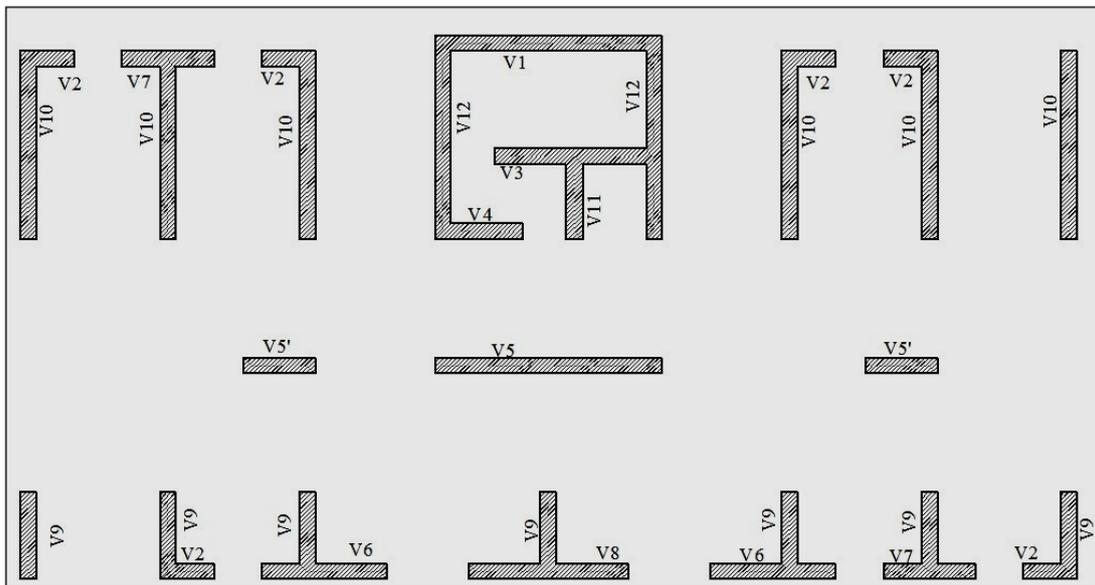


Figure V.4 : Numérotation des voiles

La numérotation des voiles est donnée par la figure V.4.

V.3.2. Ferrailage vertical

Les détails du ferrailage vertical des voiles sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Ferrailage vertical des voiles

Voile	e [cm]	L [m]	N [kN]	M [kN.m]	A _{s,calculée} [cm ²]	A _{s,min} [cm ²]	A _s Adoptée/ ml/Face	Espacement [cm]	
								Zone nodale	Zone courante
V1	40	3	5329.4	137.3	153.2	18.0	5HA25	10	20
V2	40	1.35	2479.1	21.0	71.3	8.1	5HA25	10	20
V3	40	4.2	680.5	7811.2	90.3	25.2	5HA20	10	20
V4	40	2.2	3478.5	35.6	100.0	13.2	5HA25	10	20
V5	40	5.7	-1987.6	18518.2	113.0	34.2	5HA16	10	20
V6	40	3.15	-1868.9	4130.6	32.9	18.9	5HA14	10	20
V7	40	2.7	3204.6	44.7	92.1	16.2	6HA20	10	20
V8	40	4	-518.1	7658.7	75.3	24.0	5HA16	10	20
V9	40	2.2	1994.5	78.5	57.3	13.2	5HA20	10	20
V10	40	4.75	-2248.8	8572.4	48.9	28.5	5HA14	10	20
V11	40	2.3	2383.4	1230.9	70.1	13.8	5HA20	10	20
V12	40	5.15	8208.9	450.8	236.0	30.9	5HA25	10	20
V5'	40	1.6	913.9	554.9	31.0	9.6	5HA16	10	20

V.3.3. Ferrailage horizontal

Pourcentage minimal d'armatures :

$$0.15\% \times e \times h \text{ si } \tau_b \leq 0.025f_{c28} = 0.5 \text{ MPa}$$

$$0.25\% \times e \times h \text{ si } \tau_b \geq 0.025f_{c28} = 0.5 \text{ MPa}$$

Espacement :

$$s \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \text{ (Art. 7.7.4.3 du RPA99/2003)}.$$

Les détails du ferrailage horizontal des voiles sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Ferrailage vertical des voiles

VOILE	V (kN)	τ_b (MPa)	$A_{s,min}$	Ferrailage adopté/face/ml	Espacement (cm)
V1	78.08	0.095	19.2	6HA10	15
V2	27.2	0.033	19.2	6HA10	15
V3	1064.47	1.294	32	6HA12	15
V4	12.8	0.016	19.2	6HA10	15
V5	2071.54	2.517	32	6HA12	15
V6	1171.76	1.424	32	6HA12	15
V7	18.14	0.022	19.2	6HA10	15
V8	1618.38	1.967	32	6HA12	15
V9	17.95	0.022	19.2	6HA10	15
V10	805.79	0.979	32	6HA12	15
V11	200.18	0.243	19.2	6HA10	15
V12	60.66	0.074	19.2	6HA10	15
V5'	218.96	0.266	19.2	6HA10	15

Un exemple de ferrailage des voiles est illustré dans la figure suivante (voile V11).

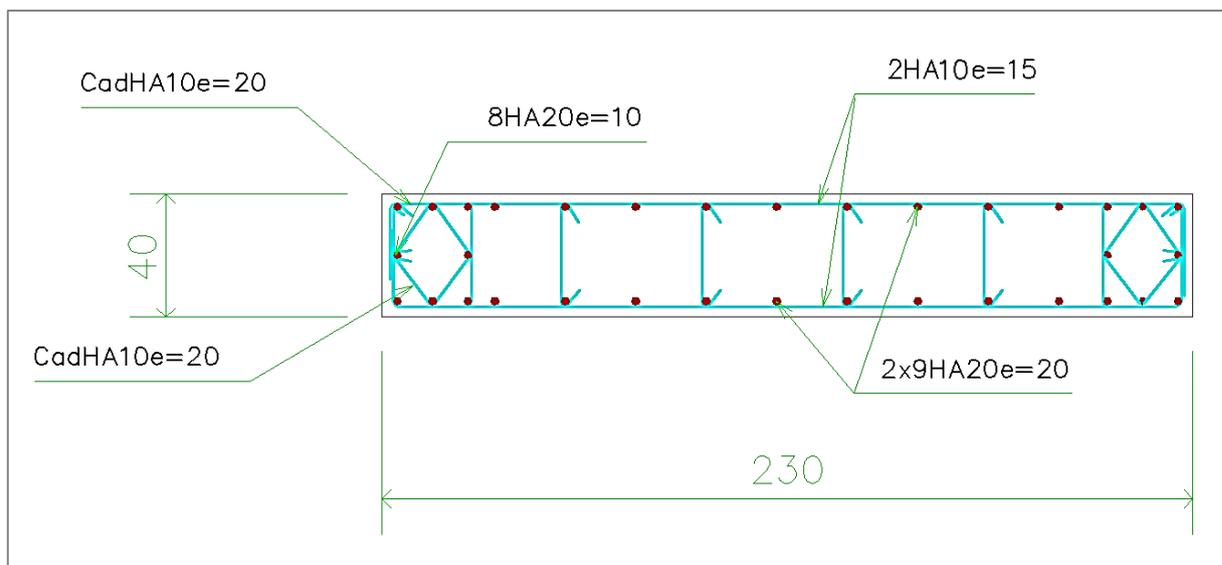


Figure V.5 : Ferrailage du voile V11

V.4. Conclusion

Les éléments structuraux sont les pions essentiels de la structure, ils participent à la stabilité de la structure vis-à-vis du poids propre et des sollicitations extérieures (Charges d'exploitation, séisme, vent...).

Le dimensionnement de la structure a été fait conformément aux différents règlements de calcul (RPA99/03, CBA 93, BAEL 91...).

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction

On appelle fondation la base des ouvrages se trouvant en contact direct avec le terrain d'assise, auquel elle transmet les charges de la superstructure. Cette infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions qui lui sont liées. Pour que cet ensemble puisse accomplir sa mission dans de bonnes conditions, il faut disposer d'un système permettant de relier la superstructure à la fondation, et assurer l'encastrement de l'ouvrage. Pour cela, on utilise généralement des voiles périphériques dont le rôle est de ceinturer la base du bâtiment.

L'étude des fondations (choix du type de fondation, dimensions, ferrailage, ...) dépend des caractéristiques physiques et mécaniques de sol. Aussi, pour le choix, nous devons tenir compte des conditions suivantes :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Charges transmises par la superstructure au sol.
- Distances entre les différents points d'appuis.
- Système structural adopté.
- Etc.

Dans ce projet, et compte tenu des conditions spécifiques au choix citées plus haut, nous avons opté pour une fondation superficielle unique qui embrasse toute la surface de la construction, et qu'on appelle « radier général ».

Le radier est une fondation superficielle de grandes dimensions occupant la totalité de la surface de la structure.

VI.2. Choix de type

Pour le choix du type de fondation approprié, nous devons déterminer la surface totale nécessaire de la semelle afin de la comparer à la surface du bâtiment. Pour ce point, il faut calculer l'effort transmis au sol N_u . Cet effort est évalué à l'aide du logiciel de calcul Autodesk Robot.

L'effort normal transmis au sol est égal à :

$$N_u = 89943.25 \text{ kN}$$

VI.2.1. Détermination de la surface du radier

La surface totale nécessaire pour la semelle de fondation est telle que :

$$S_n \geq \frac{N_u}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte admissible du sol = 0.2 MPa

Soit numériquement :

$$AN : \frac{Nu}{\sigma_s} = \frac{96123.91}{200} = 480.62 \text{m}^2$$

Le rapport entre la surface totale des fondations et la surface du bâtiment est égal à :

$$\frac{S_n}{S_b}$$

$$S_b : \text{Surface du bâtiment} = 352.45 \text{ m}^2$$

Ce qui donne :

$$\frac{S_n}{S_b} = \frac{96123.91}{352.45} = 1.36$$

Nous constatons que $S_n \geq S_b \rightarrow$ Fondation de type radier s'impose.

La surface totale à utiliser est prise comme ce qui suit :

$$S_r = S_b + L_p \times C_d$$

Où,

S_r : Surface totale de radier

L_p : Longueur de périmètre

C_d : Largeur de débordement minimale

Soit :

$$S_r = 352.45 + 79.60 \times 1.15 = 443.99 \text{ m}^2 \rightarrow S_r = 444 \text{ m}^2$$

VI.3. Calcul de l'épaisseur

Le radier est assimilé à un plancher renversé et il est considéré comme infiniment rigide. Sous la réaction uniforme du sol, l'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes :

VI.3.1. condition forfaitaire

La hauteur du radier est donnée par la formule empirique :

$$h \geq \frac{l_{\max}}{20}$$

La hauteur des nervures est donnée par la formule empirique : $h \geq \frac{l_{\max}}{8}$

Avec : l_{\max} (distance maximale entre deux poteaux) = 6.80 m

$$AN : h_{\text{rad}} \geq 0.34 \text{ m}$$

$$h_{\text{ner}} \geq 0.85 \text{ m}$$

VI.3.2. Condition de non cisaillement

La contrainte de cisaillement maximale pour une bande de largeur égale à l'unité ($b = 1$ m) et une épaisseur d , ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \times d} \leq \tau_{\text{adm}} = 0.05 f_{c28} \quad (1)$$

De l'équation (1) on tire d :

$$d \geq \frac{T_{\max}}{b \times \tau_{\text{adm}}} \quad (2)$$

Soit numériquement :

$$\tau_{\text{adm}} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$T_{\max} = \frac{Nu}{S_r} \times \frac{l_{\max}}{2} = 736.08$$

$$d \geq \frac{T_{\max}}{b \times \tau_{\text{adm}}} = 0.58 \text{ m} \rightarrow h \geq \frac{d}{0.9} = 0.65 \text{ m}$$

VI.3.3. Condition sur la rigidité

Pour que le radier soit rigide, il faut que :

$$l_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times l_e \quad (3)$$

Avec :

$$l_e : \text{longueur élastique} : l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B}} \quad (4)$$

E : Module d'élasticité du béton différé : $E = 10818.87 \text{ MPa}$

$$I : \text{Inertie de la section du radier} (I = \frac{b \cdot h^3}{12}) \quad (5)$$

K : coefficient de raideur du sol ($K = 40 \text{ MN/m}^3$)

b : bande unitaire ($b = 1 \text{ m}$)

De l'inégalité (3), on tire :

$$l_e \geq \frac{2l_{\max}}{\pi}$$

Et en remplaçant l_e et I par leurs équations (4) et (5) respectivement, on obtient l'inégalité suivante :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(l_{\max} \frac{2}{\pi}\right)^4 \frac{3 \times K}{E}}$$

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(6.8 \times \frac{2}{\pi}\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 1.57 \text{ m}$$

Choix de l'épaisseur du radier

A partir de ces premiers résultats, nous pouvons en déduire que la disposition des nervures est une solution indispensable pour rigidifier le radier.

Les dimensions retenues pour ce radier sont donc (Fig. VI.1) :

Hauteur du radier : $h_{\text{rad}} = 80 \text{ cm}$

Hauteur de la nervure : $h_{\text{ner}} = 180 \text{ cm}$

Enrobage : $c = 5 \text{ cm}$

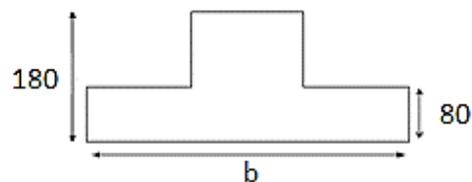


Figure VI.1 : Dimensions du radier

VI.4. Caractéristique géométriques

VI.4.1. Centre de gravité

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :

$$X_{G,r} = 14.65 \text{ m}$$

$$Y_{G,r} = 7.58 \text{ m}$$

Les coordonnées du centre de gravité du bâtiment sont :

$$X_{G,b} = 13.25 \text{ m}$$

$$Y_{G,b} = 6.80 \text{ m}$$

VI.4.2. Moments d'inertie

Les moments d'inertie dans les deux directions X et Y sont :

$$I_{XG} = 8574.66 \text{ m}^4$$

$$I_{YG} = 31861.43 \text{ m}^4$$

VI.5. Détermination des charges et surcharges

Les charges et surcharges revenant au radier sont :

- Superstructure

$$G = 87578,83 \text{ kN}$$

$$Q = 8545,08 \text{ kN}$$

- Voile périphérique

$$G = e \times h \times l_p \times 25 = 0,4 \times 3,2 \times 79.60 \times 25 = 2547.2 \text{ kN}$$

- Radier

$$G_r = S_r \times h_r \times 25 = 444 \times 0,80 \times 25 = 8880 \text{ kN}$$

Aussi, il en découle :

$$G_{\text{totale}} = 99006.03 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{totale}} = 10765.08 \text{ kN}$$

Selon le RPA99/2003, les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Les efforts obtenus à partir de ces combinaisons sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Efforts à la base de la structure

Combinaison	Effort Normal [kN]	Moment Mx [kN.m]	Moment My [kN.m]
G + Q ± E	96123,91	134573.474	59376.650
0.8G ± E	70063,06	98088.284	54649.187

VI.6. Divers Vérifications

VI.6.1. Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement est un phénomène qui engendre une rupture dans la région autour de la zone d'application de forces concentrées. Cette rupture est caractérisée par une grande fragilité, ce qui rend ce phénomène particulièrement dangereux.

Pour vérifier le non poinçonnement du radier le BAEL91/99 propose de vérifier la condition suivante (Fig.VI.2) :

$$P_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_r \times f_{c28} \quad (6)$$

Où,

P_u : Charge revenant au voile le plus sollicité.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

h_r : Epaisseur du radier

Dans notre cas le voile le plus chargée est le V12 avec :

$$P_u = 8208,90 \text{ kN}$$

Et,

$$\begin{aligned} \mu_c &= 2 \times ((e_v + h_r) + (l_v + h_r)) \\ &= 2 \times (e_v + l_v + 2 \times h_r) = 2 \times (0.4 + 5.15 + 2 \times 0.8) \end{aligned}$$

$$\mu_c = 14.3 \text{ m}$$

Soit numériquement :

En remplaçant μ_c , h_r , et f_{c28} par leurs valeurs dans la relation (6), on trouve :

$$P_u \leq 12870 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

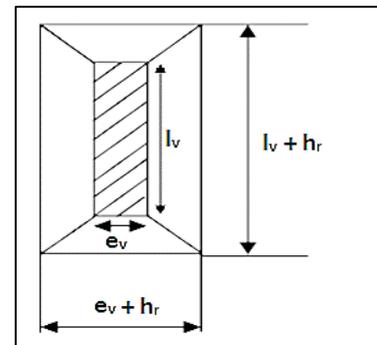


Figure VI.2 : Transmission des charges sur la surface d'impact projeté sur le plan moyen du radier

VI.6.2. Vérification de l'effort de sous pression

La vérification suivante est nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous-pression hydrostatique. Il faut :

$$N \geq \gamma_w \times S \times Z \times F_s$$

Où,

N : Effort normal a la base sans surcharges = 87578.83 kN

γ_w : Poids spécifique de l'eau = 10 kN/m³

S : Surface du radier = 444 m

Z : Hauteur d'enclage = 4.0 m

F_s : Coefficient de sécurité = 1.5

D'où :

$N = 87578,83 \text{ KN} \geq 26640.00 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée.

VI.6.3. Vérification au Renversement

Selon l'article 10.1.5 de RPA99/2003, nous devons vérifier que l'excentricité de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments résistant au renversement. Autrement dit :

$e = \frac{M}{N} = 1.4 \text{ m} \leq \frac{B}{4} \rightarrow$ Condition vérifiée \rightarrow Pas de risque de soulèvement.

VI.6.4. vérification des contraintes

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. Nous sommes donc dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal. La contrainte moyenne du sol ne doit pas dépasser la valeur suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 1.33 \sigma_{\text{sol}}$$

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

G + Q + E : Pour les contraintes maximales de compression.

0,8G - E : Pour vérifier le non soulèvement des fondations.

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma_{\text{max,min}} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

Tandis que la contrainte admissible est égale à :

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0.266 \text{ MPa}$$

Les valeurs des efforts transmis au sol, les distances des fibres extrêmes, les inerties sont résumées dans le tableau qui suit :

Tableau VI.2 : Efforts transmis au sol, fibres extrêmes et inerties

		N [KN]	M [KN.m]	V [m]	I [m]
G+Q+E	Sens x	96123,91	134573.474	14.65	8574.66
	Sens y	96123,91	59376.650	7.575	31861.43
0.8G+E	Sens x	70063,06	98088.284	14.65	8574.66
	Sens y	70063,06	54649.187	7.575	31861.43

VI.6.4.1 Calcul des contraintes sous G + Q + E

Sens X-X :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} V_x = 0.202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} V_x = 0.146 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \sigma_{\text{moy}} = 0.188 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} V_y = 0.231 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} V_y = 0.202 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \sigma_{\text{moy}} = 0.224 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.6.4.2 Calcul des contraintes sous 0,8G+E

Sens X-X :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} V_x = 0.225 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} V_x = 0.098 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \sigma_{\text{moy}} = 0.193 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} V_y = 0.171 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} V_y = 0.145 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \sigma_{\text{moy}} = 0.165 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.7. Ferrailage du radier

Le radier est considéré comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie due à la réaction du sol et dont les appuis sont constitués par les poutres et voiles.

Le ferrailage du radier se calcule en flexion simple sous les sollicitations maximales obtenues par application des combinaisons de charges les plus défavorables. Ce calcul sera mené en considérant les moments isostatiques du panneau dalle le plus sollicité.

Nous utilisons la méthode de Pigeaud pour la détermination des moments et des efforts tranchants. La fissuration est considérée comme très préjudiciable.

Le panneau de radier le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$l_x = 3.80 \text{ m}$$

$$l_y = 6.50 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.58 \geq 0.4 \rightarrow \text{Panneau travaillant dans les deux sens.}$$

Les moments de flexion correspondant sont :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_x$$

Où,

μ_x, μ_y : Coefficients donnés en fonction de ($\alpha = l_x/l_y$)

$l_x; l_y$: Portées entre nus d'appuis de la dalle avec $l_x < l_y$

La continuité est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires :

- Sur appui :

Pour un panneau continu $M_{ax} = M_{ay} = - 0.5 M_{ox}$

Pour un panneau de rive $M_{ax} = M_{ay} = - 0.3 M_{ox}$

- En travée :

Pour un panneau continu $M_{tx} = 0.75 M_{ox}$

$$M_{ty} = 0.75 M_{oy}$$

Pour un panneau de rive $M_{tx} = 0.85 M_{ox}$

$$M_{ty} = 0.85 M_{oy}$$

Les efforts tranchants maximaux sont donnés par :

Au milieu de l_x : $V_x = \frac{p \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x}$

Au milieu de l_y : $V_y = p \frac{l_x}{3}$

Pour tenir compte de la continuité, nous augmentons l'effort tranchant voisin de rive de 15%.

Tableau VI.3 : Calcul de ferrailage du radier*

/	M _o	M _t	M _a		V	A _{sc}		A _s		Choix des barres		ρ _x	ρ _o	Non fragilités $\rho_x \geq \rho_o \times \frac{3 - \alpha}{2}$	τ _u	τ̄ _u	Cisaillement $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
			continu	Rive		En travée	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui						
Suivant X	261.99	196.50	130.99	78.59	283.73	0	0	17.2	8.3	6HA20	6HA14	2.34 x 10 ⁻³	1.21 x 10 ⁻³	Vérifiée	0.35	2.5	Vérifiée
Suivant Y	79.91	59.93	130.99	78.59	329.33	0	0	8.3	8.3	6HA14	6HA14	2.34 x 10 ⁻³	1.21 x 10 ⁻³	Vérifiée	0.41	2.5	Vérifiée

(*) Remarque

Les détails concernant les formules données dans le tableau ci-dessus sont présentées au paragraphe se rapportant à l'étude des planchers.

VI.8. Ferrailage des nervures

Le calcul des nervures se fait comme pour une poutre continue. La transmission des charges des dalles aux nervures se fait en utilisant la méthode des lignes de ruptures présentée dans le BAEL 91/99 et le ferrailage est déterminé pour la poutre la plus sollicitée.

Dans cette méthode les moments de flexion sont obtenus en vérifiant les inégalités suivantes :

- Moment en travée

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq \max \{ (1 + 0.3 \alpha) M_0, 1.05 M_0 \}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ pour une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ pour une travée de rive}$$

- Moment sur appui

La valeur minimale du moment sur appui intermédiaire est $0.5 M_0^{e,w}$ pour un appui voisin de rive et $0.4 M_0^{e,w}$ pour les appuis centraux.

Avec :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0 \rightarrow \text{Pas de charges d'exploitation.}$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Où,

M_0 : Moment de la travée de comparaison (isostatique).

M_t : Moment en travée de la poutre continue.

M_e, M_w : Moments sur appuis de droite et de gauche respectivement de la poutre continue.

$M_0^{e,w}$: $\max (M_0^e, M_0^w)$

M_0^e, M_0^w : Moments de la travée de comparaison à gauche et à droite respectivement.

VI.8.1. Evaluation des charges

Les charges équivalentes réparties linéairement sur les travées des nervures sont évaluées par la méthode des lignes de rupture. La charge correspondante d'un panneau du radier revenant à la nervure qui lui est adjacente est évaluée comme ce qui suit :

Tableau VI.4 : Transmission des charges triangulaires et trapézoïdales

Élément	Trapèze	Triangle
P_V	$(1 - \alpha/2) \frac{pl_x}{2}$	$\frac{pl_x}{4}$
P_M	$(1 - \alpha^2/3) \frac{pl_x}{2}$	$\frac{pl_x}{3}$

P_V : Charge uniforme équivalente pour le calcul de l'effort tranchant.

P_M : Charge uniforme équivalente pour le calcul du moment fléchissant.

La transmission des charges pour un panneau dalle portant suivant les deux sens, est faite comme ce qui suit :

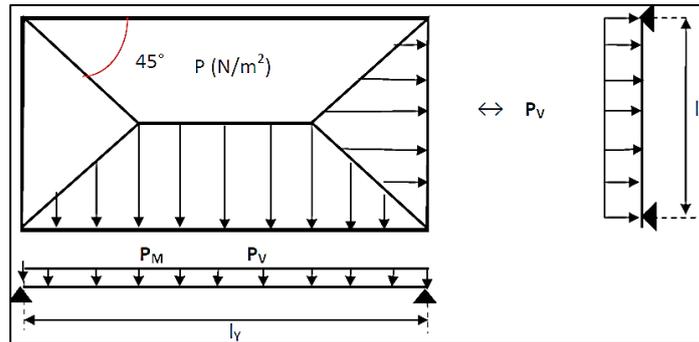


Figure VI.3 : Transmission des charges aux nervures

La poutre la plus chargée est celle comportant 6 travées de portées inégales. Elle est représentée par la figure suivante :

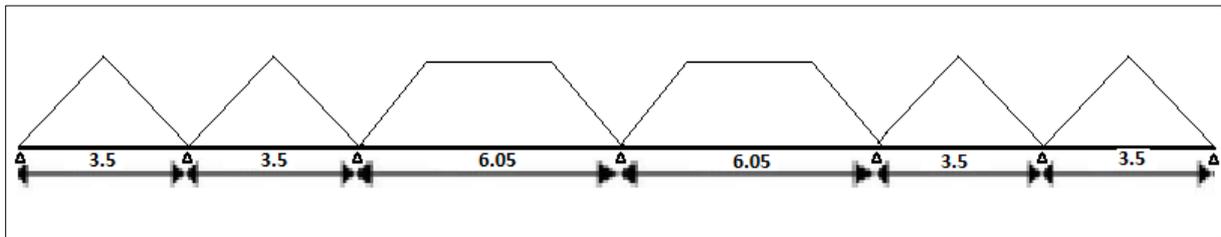


Figure VI.4 : Distribution de charges revenantes aux nervures

Les efforts obtenus au niveau des appuis et travées des nervures dans chaque sens sont illustrés dans les figures VI.5 et VI.6.

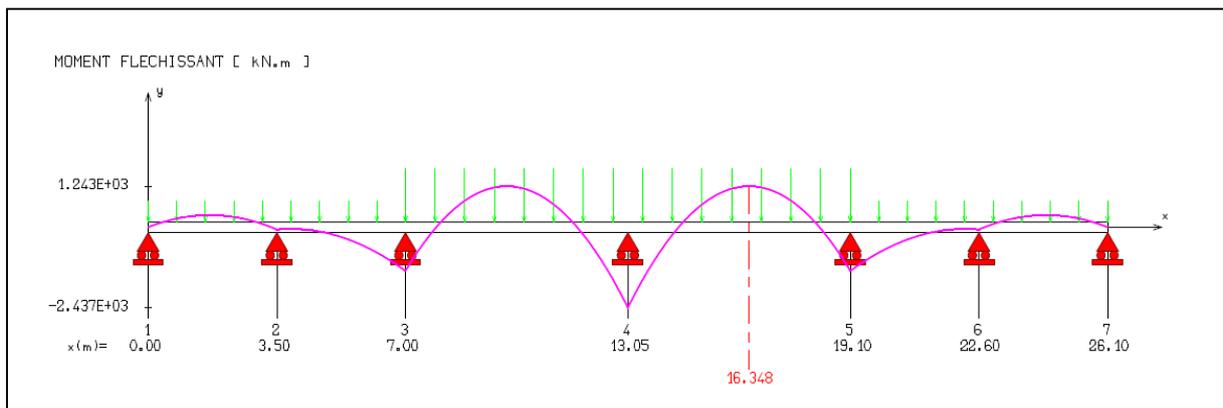


Figure VI.5 : Moment fléchissant

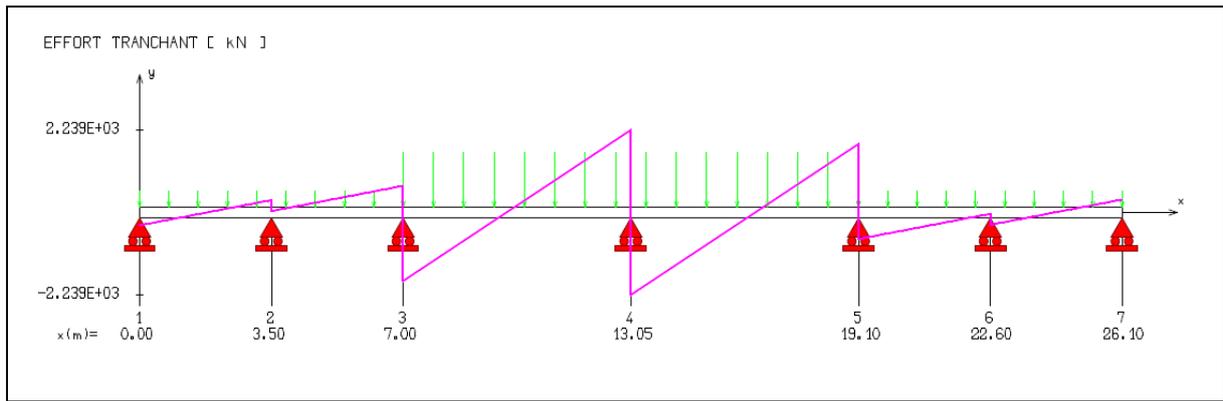


Figure VI.6 : Effort tranchant

Le tableau VI.5 regroupe les efforts maximaux sur appui et en travée avec lesquels le ferrailage sera calculé :

Tableau VI.5 : Moments et efforts tranchants dans les nervures

	Mmax [MN.m]	Tmax [MN]
Sur Appui	2.437	2.239
En Travée	1.243	

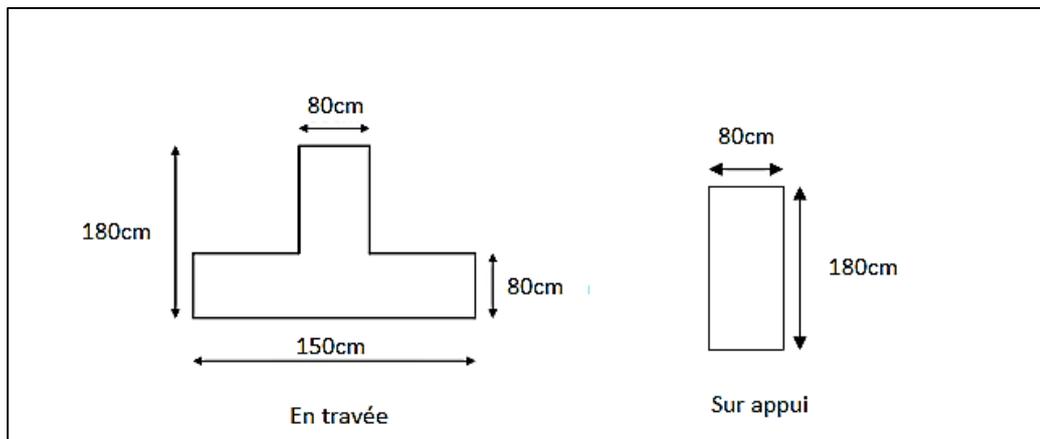


Figure VI.7: Sections de calcul sur appui et en travée.

Le ferrailage se calcule en flexion simple à l'état limite ultime en considérant une section rectangulaire sur appuis et une section en T en travée (Figure VI.7).

Tableau VI.6 : Calcul de ferrailage des nervures

	M [MN.m]	As [cm ²]	As min [cm ²]	Choix des barres	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	Cisaillement	$\Phi_{t,min}$	S _t [cm]
							$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$		
Appui	2.437	41.6	17.39	14HA20	1.55	2.5	vérifiée	4HA14	20
Travée	1.243	20.6		8HA20				1cadre+1étrier	

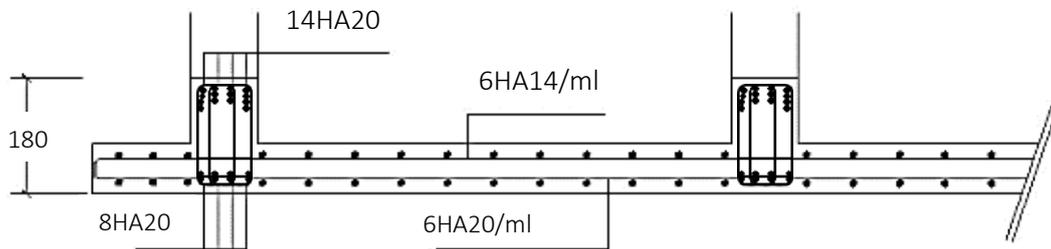
Schéma de ferrailage :

Figure VI.8 : exemple de coupe de ferrailage de radier

VI.9. Ferrailage du débordement

Le débord fonctionne comme une console soumise à une charge uniformément répartie, il a comme dimensions :

Portée = 1.15 m

hauteur = 0.8 m

Pour des raisons pratiques (réalisation), son ferrailage sera le prolongement des armatures adoptées pour les panneaux du radier.

Condition de non fragilité

La condition de non fragilité est satisfaite car :

$$\rho_x = \frac{A_s}{b_0 \times d} = 0.121 \% \geq \rho_{\min} = 0.185 \% \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{1.15V_u}{b \cdot d} = 0.11 \leq 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A partir de ces résultats, nous constatons qu'il n'y a pas de risque de cisaillement. Aussi les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études fût le couronnement d'un enseignement très profitable et fructueux durant les cinq années d'études à l'Ecole Nationale Polytechnique. Il constitue une synthèse d'un ensemble de connaissances acquises.

Le travail présenté est en premier lieu une expérience très enrichissante et une rétrospective des véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur en génie civil pour le choix du modèle de calcul à prendre en considération. De ce fait, il nous a permis de mettre en application directe plusieurs cours enseignés et d'acquérir des connaissances supplémentaires sur l'utilisation des logiciels, ainsi que la mise en application des règlements en vigueur.

Dans ce modeste mémoire, une première justification vis-à-vis de la résistance et la stabilité de la structure est prise en considération par le prédimensionnement des éléments. Une étape qui constitue un point de départ avec des estimations des dimensions minimales à considérer.

En outre, la connaissance du comportement de la structure sous différents chargements ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. L'analyse tridimensionnelle d'une structure aussi complexe soit elle est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul qui nous permet de gagner du temps d'une part, et garantir la qualité des résultats obtenus d'autre part.

Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.

Du point de vue technique, la variante retenue a donné des résultats acceptables en termes de période, déplacements et efforts, chose qui nous a permis d'affirmer que le bâtiment est correctement conçu et dimensionné. En d'autres termes, c'est un bâtiment qui respecte les normes en vigueur en Algérie (PRA99/2003, ...).

Par ailleurs, le fait que le bâtiment ne soit composé que de voiles porteurs, nous a considérablement facilité la tâche de calcul des sollicitations auxquelles chaque élément est soumis.

Ce projet de fin d'études, nous a permis d'acquérir un certain savoir-faire qui nous sera d'une grande utilité dans l'avenir, comme par exemple, résoudre des problèmes en proposant diverses solutions et faire le meilleur choix.

D'autre part, pour arriver à une sécurité parasismique sans surcoût important, une bonne conception parasismique et un dimensionnement qui tient compte de la ductilité des matériaux sont indispensables. Pour atteindre cet objectif, il est indispensable que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet afin d'éviter les conceptions impropres.

Pour conclure, le calcul d'une structure, aussi importante que la nôtre, était un défi qu'on a essayé de relever grâce à l'aide de notre encadreur, la consultation d'ouvrages et l'utilisation de l'outil informatique.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] RPA99/2003 (Règles Parasismiques Algériennes 1999 version 2003), 2004. Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.
- [2] CBA93 (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé), 1994. Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.
- [3] DTR B.C.2-2 (Document technique réglementaire charges permanentes et charges d'exploitation), 1989. Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.
- [4] BAEL91/99 (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé), 1999. Centre scientifique et technique du bâtiment.
- [5] THONIER, Henry. Conception et calcul des structures de bâtiment tomes 1-2-3-4 (Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées), 1992.1660p.ISBN 2-85978-265-6.
- [6] DAVIDOVICI, Victor. Formulaire du béton armé (Le Moniteur), 1995.320p.ISBN 2-281-11155-5.
- [7] PAILLE, Jean-Marie. Calcul des structures en béton (Edition Eyrolles),2009.619p.ISBN 978-2-12-273111-6.
- [8] M. BELAZOUGUI : Cours de béton armé. tome2. O.P.U. 1983.
- [9] M. R. BOUTEMEUR, Cours béton armé et béton précontraint, ENP, 2010.
- [10] Mme N.BAOUCHE, Cours ouvrages et structures, ENP, 2011.
- [11] Mme S.STIHI, Cours bâtiment, ENP, 2016.
- [12] Pr R.KETTAB, Cours de techniques de recherches et de communications de l'Ecole Nationale Polytechnique, ENP.

Logiciels :

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010, Version 23.0.0.3128.

Expert BA Autodesk, 2010.

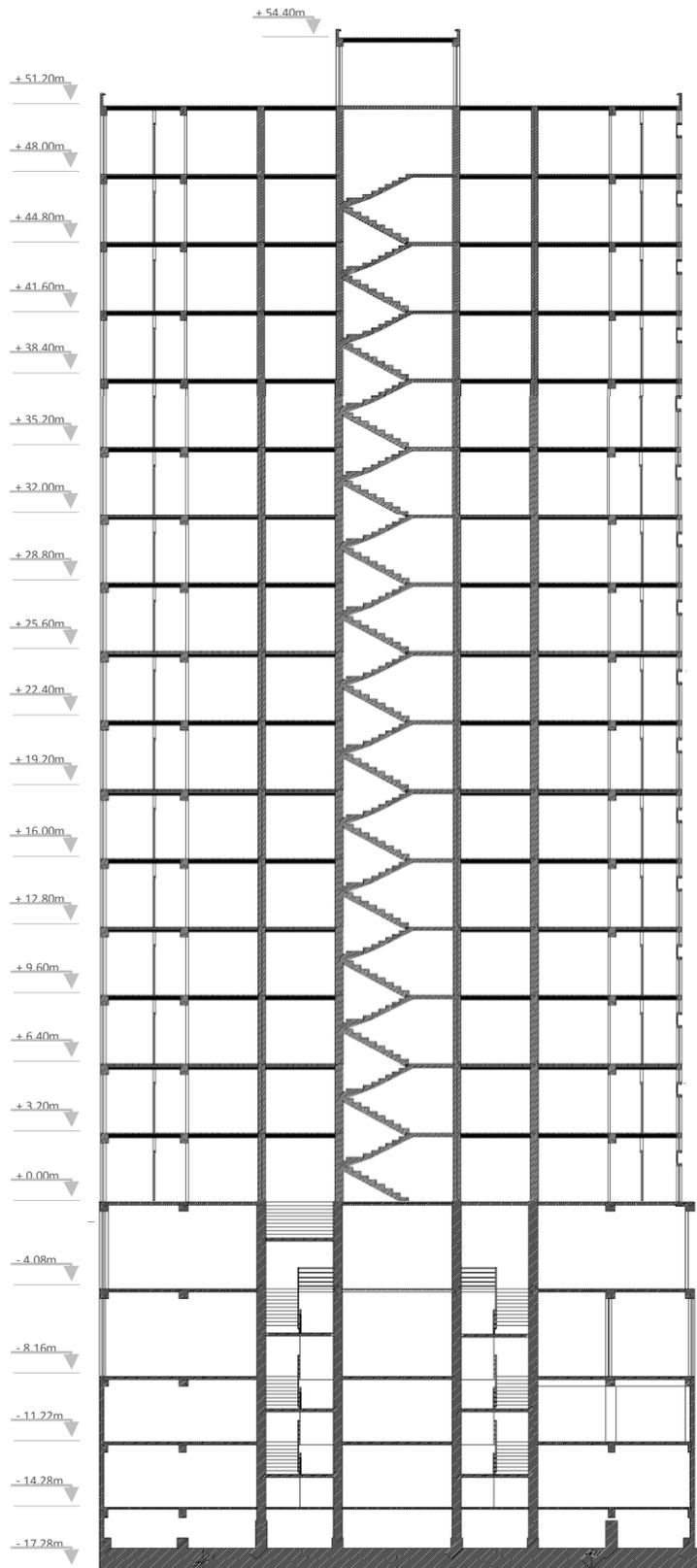
RDM 6, Version 6.17, 2011.

AutoCAD 2014.

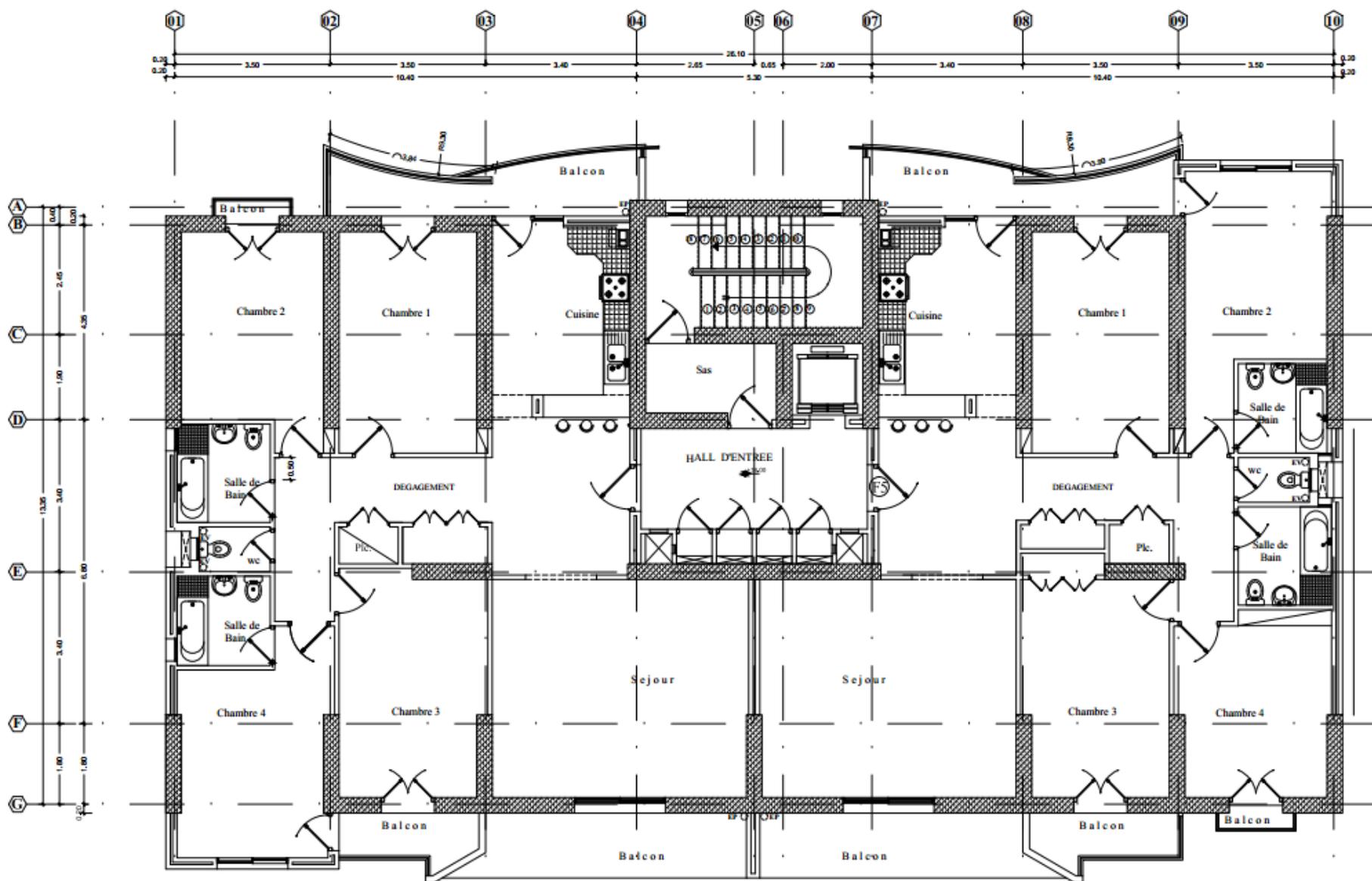
Microsoft office Word 2013.

Microsoft office Excel 2013.

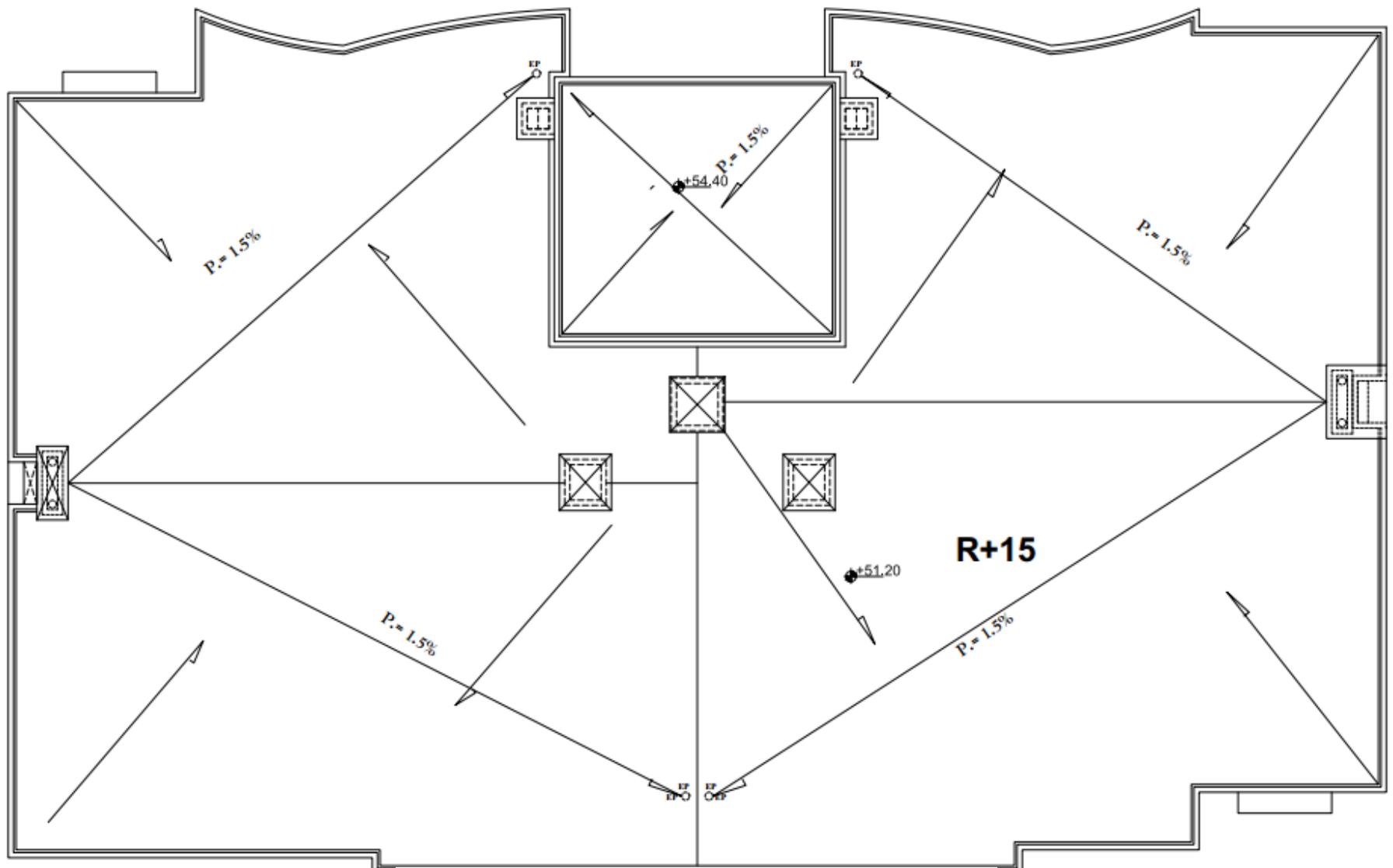
ANNEXE A



Coupe verticale du bâtiment



Plan d'architecture d'un étage courant



Plan terrasse

ANNEXE B

Organigramme Flexion Simple

Flexion simple à l'E.L.S d'une section rectangulaire

$$M_{ser}; h; b; d=0.9h; d'=0.11d; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \begin{cases} f_e & \text{pour FPP} \\ \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{1.6 f_{t28}} \right) \right\} & \text{pour FP} \\ \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} & \text{pour FTP} \end{cases}$$

$$\delta = \frac{d'}{d}; \mu_1 = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}; \alpha = \frac{y}{d}; \alpha_s = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}; \mu_s = \frac{\alpha_s^2 (1 - \frac{\alpha_s}{3})}{30 (1 - \alpha_s)}$$

$$\mu_1 \leq \mu_s$$

Oui

non

α_1 Racine unique $\in [0,1]$

$$\alpha_1^3 - 3\alpha_1^2 - 90\mu_1\alpha_1 + 90\mu_1 = 0$$

$$A'_s = \frac{(\mu_1 - \mu_s)(1 - \alpha_s)}{(\alpha_s - \delta)(1 - \delta)} b d$$

$$A_s = \frac{30(1 - \alpha_s)(\mu_1 - \mu_s) + \alpha_s^2(1 - \delta)}{30(1 - \alpha_s)(1 - \delta)} b d$$

$$A'_s = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{\alpha_1^2}{30(1 - \alpha_1)} b d$$

Vérification à E.L.S

$$M_{ser} ; h ; b ; d=0.9 h ; d'=0.11 h ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} ; A_s ; A_s'$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \begin{cases} f_e & \text{pour FPP} \\ \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{1.6 f_{t28}} \right) \right\} & \text{pour FP} \\ \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} & \text{pour FTP} \end{cases}$$

y Solution positive de :

$$b y^2 + 30(A_s + A_s')y - 30(A_s d + A_s' d') = 0$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s' (y - d')^2 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} ; \sigma_{bc} = k y ; \sigma_{st} = 15 k (d - y) ; \sigma_{sc} = 15 K (y - d')$$

oui

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

non

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

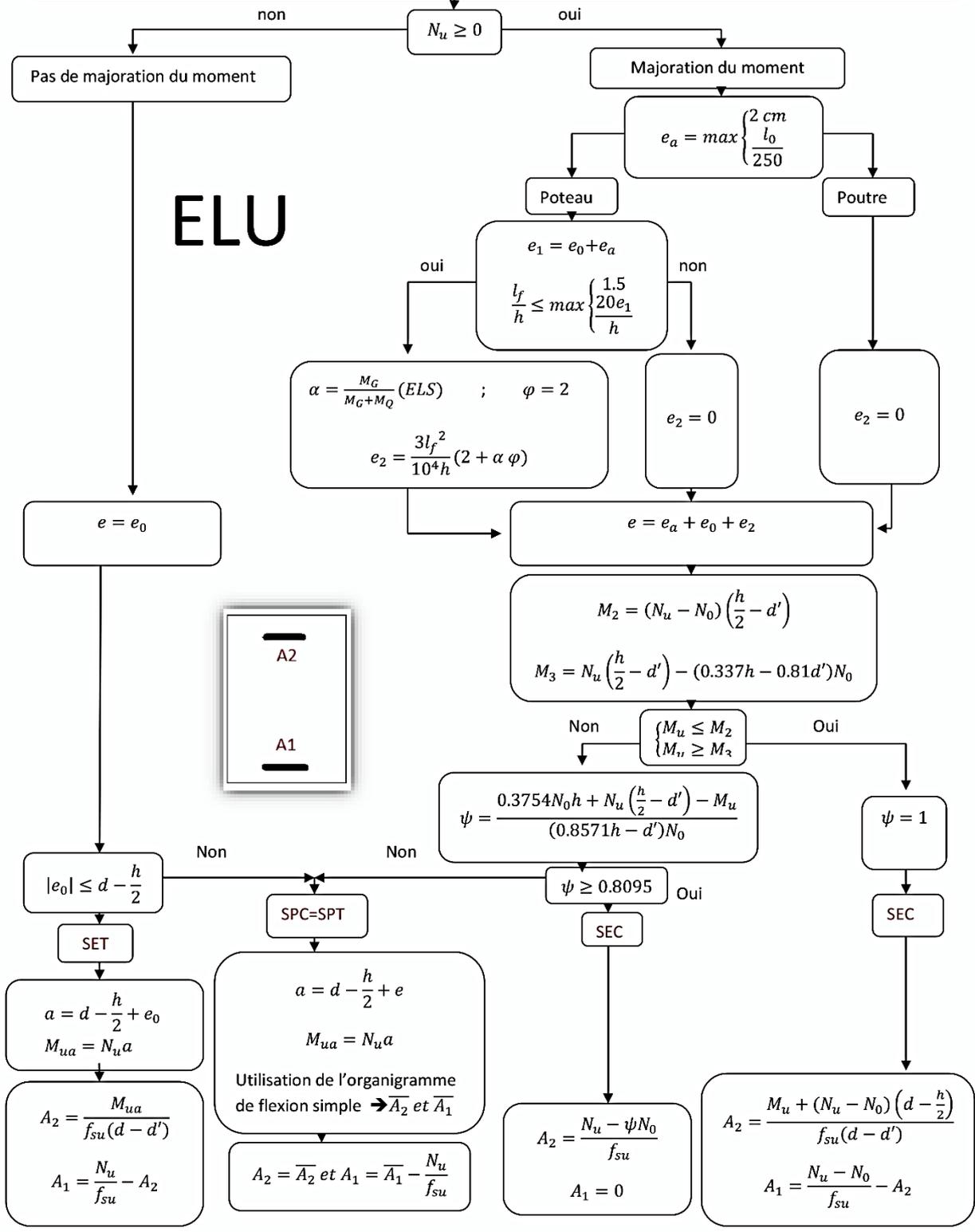
E.L.S vérifiée

Dimensionnement à l'E.L.S

Organigramme Flexion Composé

$$M_u ; N_u ; e_0 = \frac{M_u}{N_u} ; b ; h ; d = 0.9 h ; d' = 0.11 d ; f_{c28} ; f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5 ; \theta$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; B ; N_0 = b h f_{bu} ; l_f = k l_0 ; k = \begin{cases} 0.5 & \text{encastré - encastré} \\ 1 & \text{articulé - articulé} \\ 0.7 & \text{encastré - articulé} \end{cases}$$



ANNEXE C

Ferrailage des éléments de la structure par logiciel structural Robot analysis

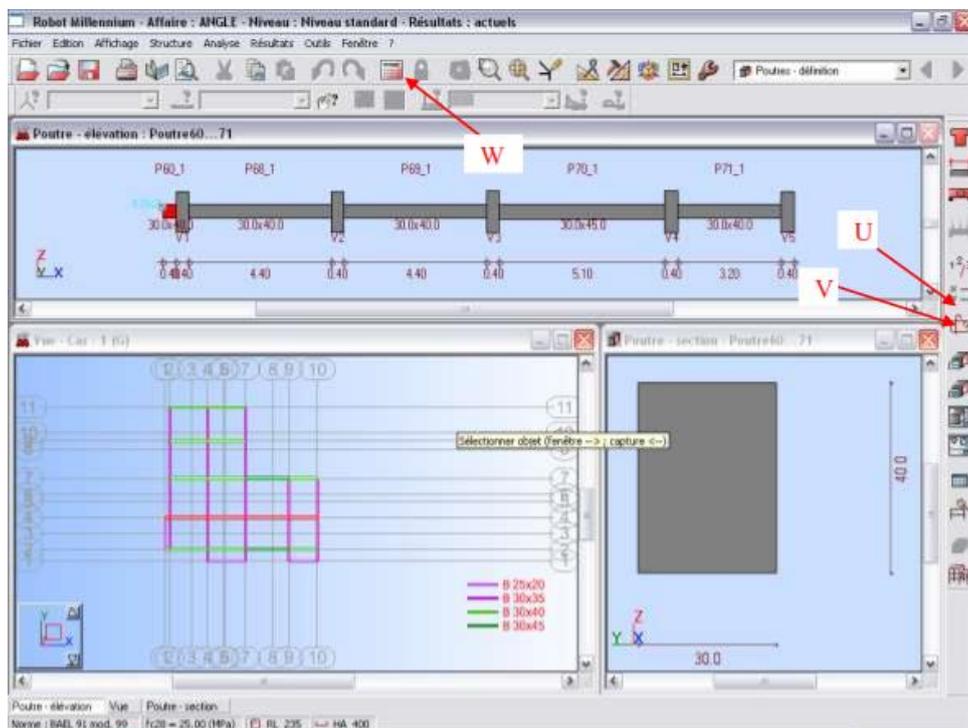
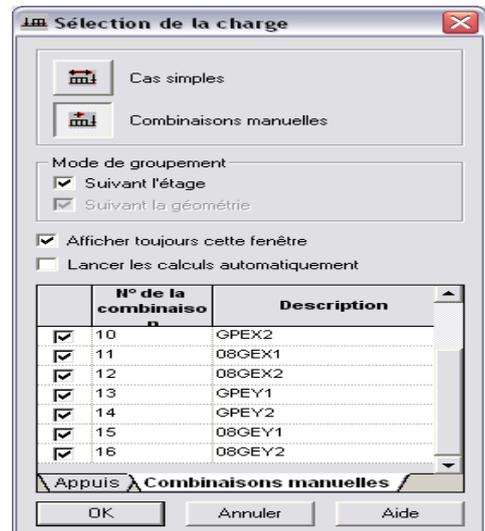
A) FERRAILAGE DES POUTRES :

Il faut suivre les étapes suivantes :

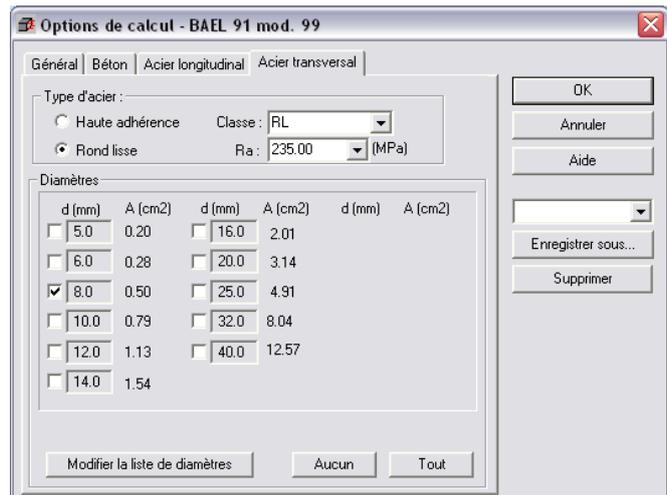
- sélectionner les poutres concernées
- cliquer sur l'icône de ferrailage des poutres graphiques cette boîte de dialogue s'affiche
- vous cocher sur les combinaisons nécessaires après sur OK.

Les poutres sélectionnées s'affichent avec leur coffrage,

-cliquer sur (U) dans la fenêtre principale ci-dessous



Cette boîte de dialogue s'affiche :

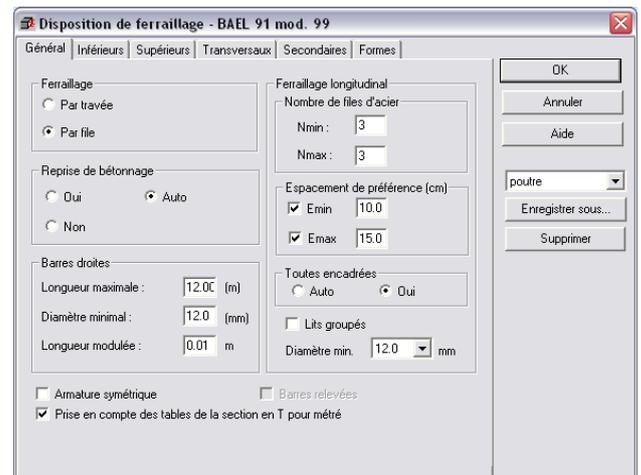


Vous modifier, selon les hypothèses de calcul, les différentes contraintes de béton, les diamètres des aciers pour le ferrailage etc...

-Cliquer sur (V) dans la fenêtre principale cette boîte s'affiche :

Dans cette boîte de dialogue vous pouvez définir les paramètres généraux de la poutre entière, à savoir :

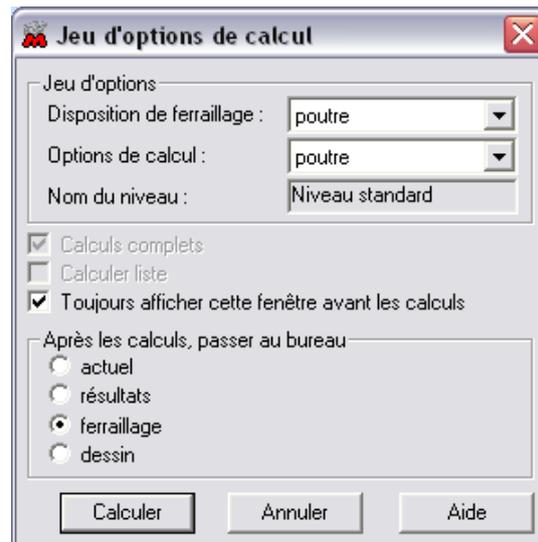
- ✓ mode de génération des armatures (zone Ferrailage) .
- ✓ paramètres du Ferrailage longitudinal
- ✓ le diamètre minimal des aciers principaux
- ✓ le type d'encadrement des aciers longitudinaux :
- ✓ si vous sélectionnez l'option Oui dans la zone Toutes encadrées, toutes les barres seront encadrées, prise en compte de la Reprise de bétonnage.



Maintenant vous pouvez lancer les ferrillages des poutres, sélectionnées,

-on appuie sur l'icône (W) la fenêtre ci-dessous s'affiche :

Dans cette boîte de dialogue vous pouvez sélectionner les paramètres des armatures et les options de calcul utilisées, lors du dimensionnement des éléments en béton armé.

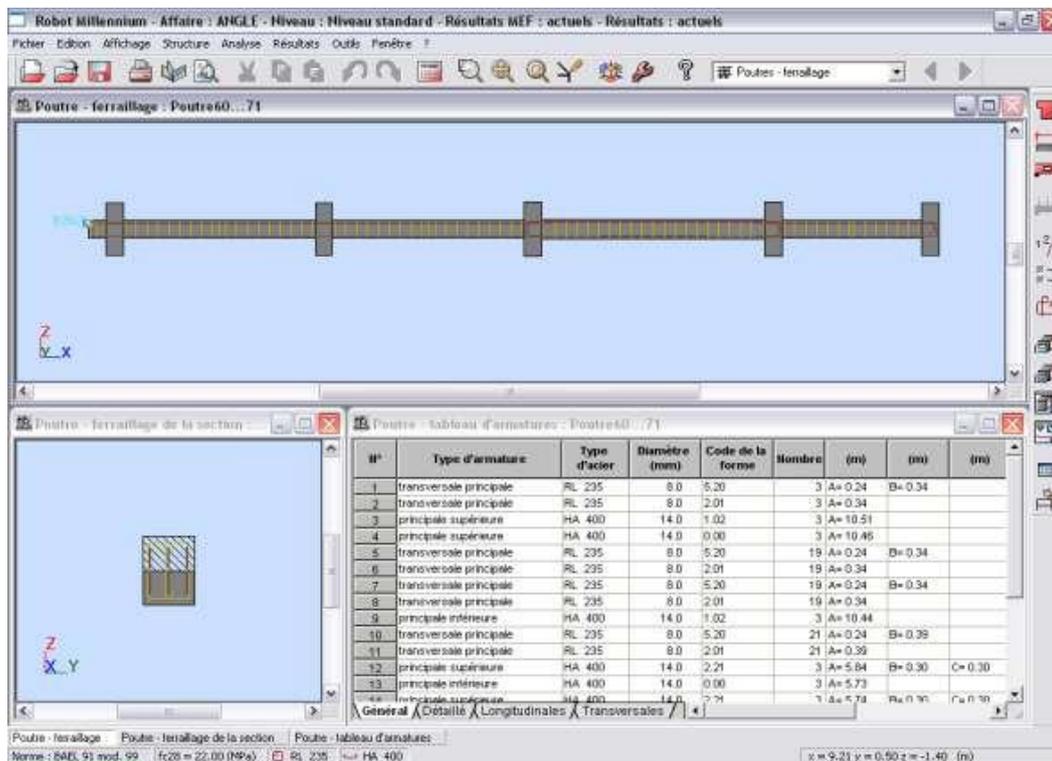


Et vous lancer le calcul.

La fenêtre ci-dessous s'affiche :

Elle contient un tableau de ferrillages

Et le dessin de la poutre sélectionnée



De même vous pouvez voir un plan d'exécution de dessins en appuyant sur l'icône (X), pour retourner ou afficher la structure ; appui sur l'icône (Y) dans le menu principal et cliquer sur géométrie.

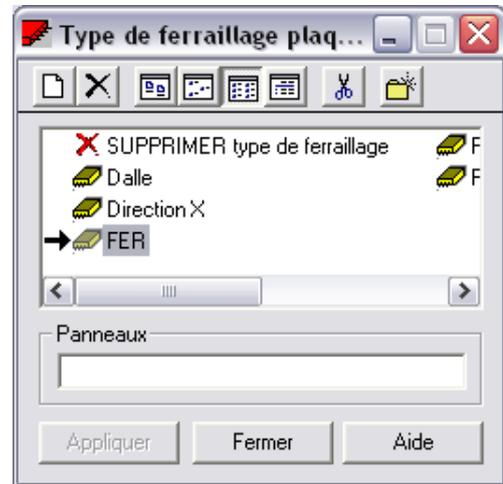
FERRAILLAGE DES VOILES :

On commence par définir le type de ferrailrages des plaques et coques,

-on appuis sur l'icône de ferrailage des voiles

La boite de dialogue s'affiche :

Cette boite sert à affecter aux éléments plaques (voiles ou dalles), dans la structure, après sélection, les paramètres de ferrailages, de matériaux, pour modifier ces paramètres, vous cliquez deux fois sur la flèche, ou sur nouvelle,



La boite de dialogue suivante s'ouvre :

Pour le voile de contreventement on adopte type avec compression/traction et la direction de ferrailage principale parallèle à l'axe globale Z.

- Cliquer sur ajouter, après avoir vérifié les paramètres de matériaux, ferrailage et ELS.

-Affecter le type de ferrailage aux panneaux considérés dans la structure.

- Vous lancez le calcul avec l'icône ANALYSE

-dimensionnement élément BA

-> Dimensionnement panneaux Ba -> calculer.

-> choisir les panneaux et les combinaisons souhaités

- cliquer sur calculer

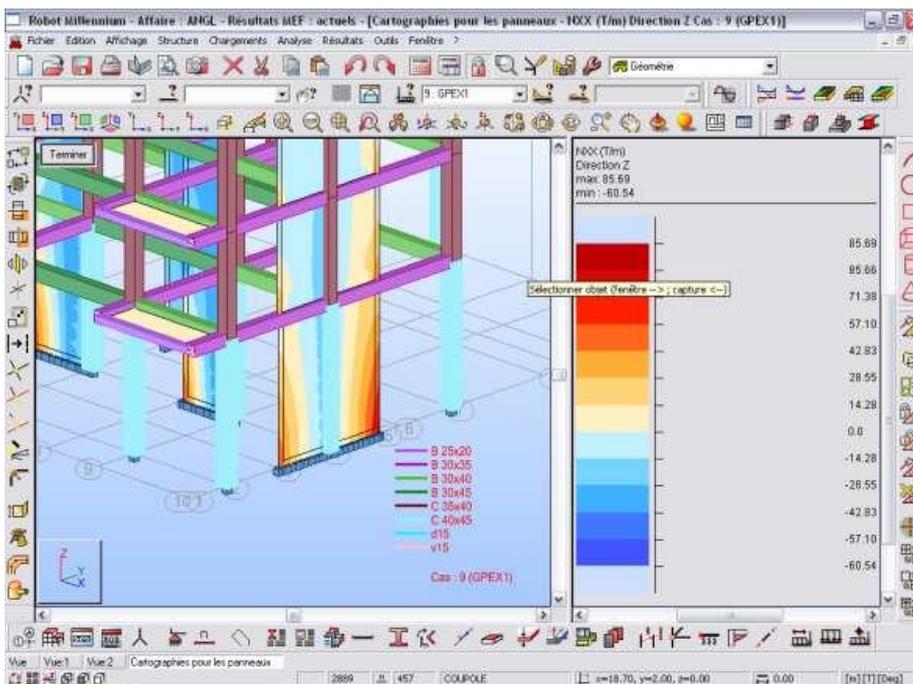
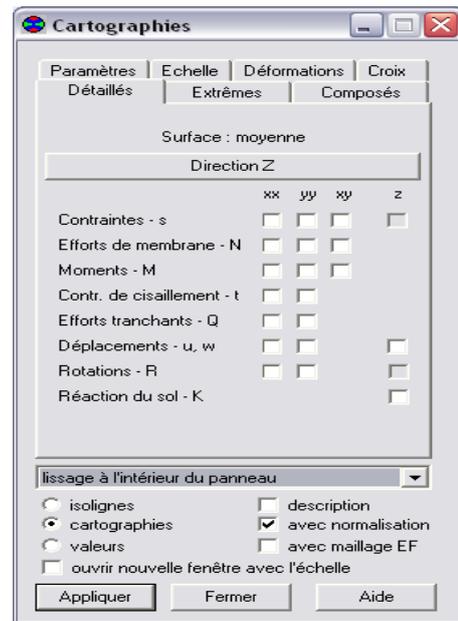
Sélectionner le ou les panneaux de la structure, et à l'aide de l'icône dans le menu principal, vous cliquez sur cartographies pour afficher la distribution des efforts au niveau des panneaux, cette fenêtre s'affiche :



Faites le choix de :

-Direction des efforts, nature de l'effort (N pour les voiles de contreventement)

-Cocher, ouvrir une nouvelle fenêtre avec L'échelle pour visualiser l'évolution des Efforts, cliquer sur appliquer la fenêtre ci-dessous s'ouvre.



Vous pouvez choisir toute type de Combinaison et la cartographie des Efforts s'affiche (ici on a T/ML).

Pour afficher le ferrailage du voile

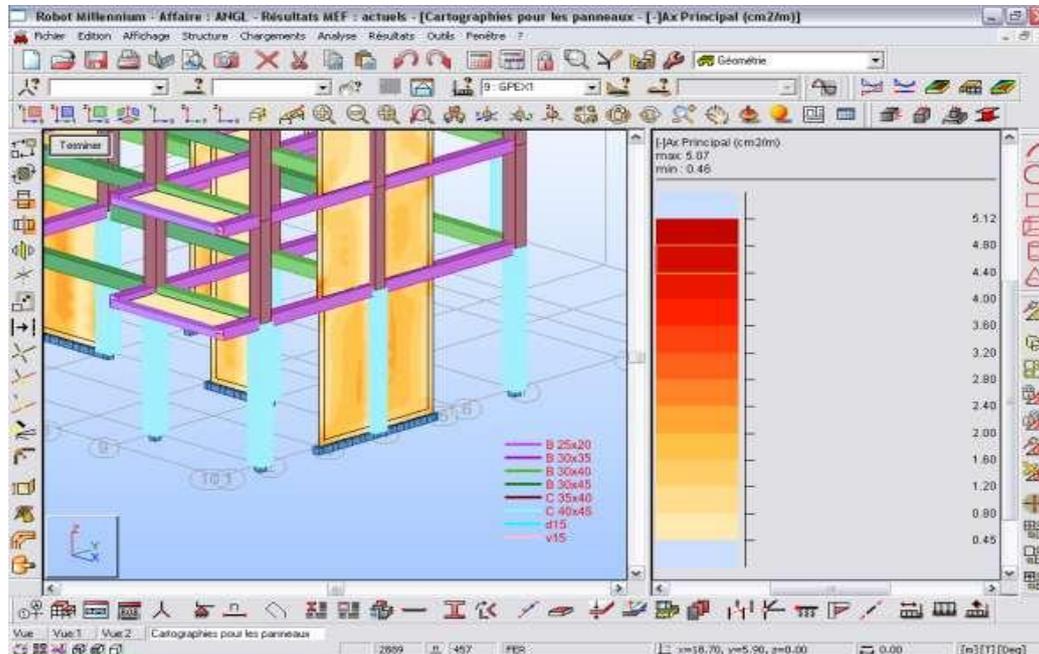
-cliquer dans le menu principal, une cartographie de ferrailage s'affiche :



-faites le choix sur les armatures

AX supérieurs ou inférieurs.

Appliquer, la fenêtre ci-dessous s'ouvre :



Le ferrailage du panneau sélectionné s'affiche par ml, distribué en cartographie sur la largeur et longueur des panneaux.