

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère De l'Enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique



Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila -
Institut Des Sciences et De Technologie
Département De Génie Civil et Hydraulique

N° d'Réf:

Mémoire

En vue de l'obtention du diplôme

MASTER

Etude d'un bâtiment d'habitation à plusieurs étages en béton armé

Présenté et soutenue par :

BEN AZOUZ AICHA & MAZOUZ SABRINA

Devant le jury composé de:

Promotrice	BOUKEUR SALIMA	C.U. Mila
Présidente	ABADA ROUFIA	C.U. Mila
Examinatrice	DROUNA KARIMA	C.U. Mila

Année universitaire : 2024-2025



Remerciements

Tout d'abord nous tenons à remercier Allah le tout puissant qui nous a donné la santé l'énergie et la patience pour terminer ce présent travail.

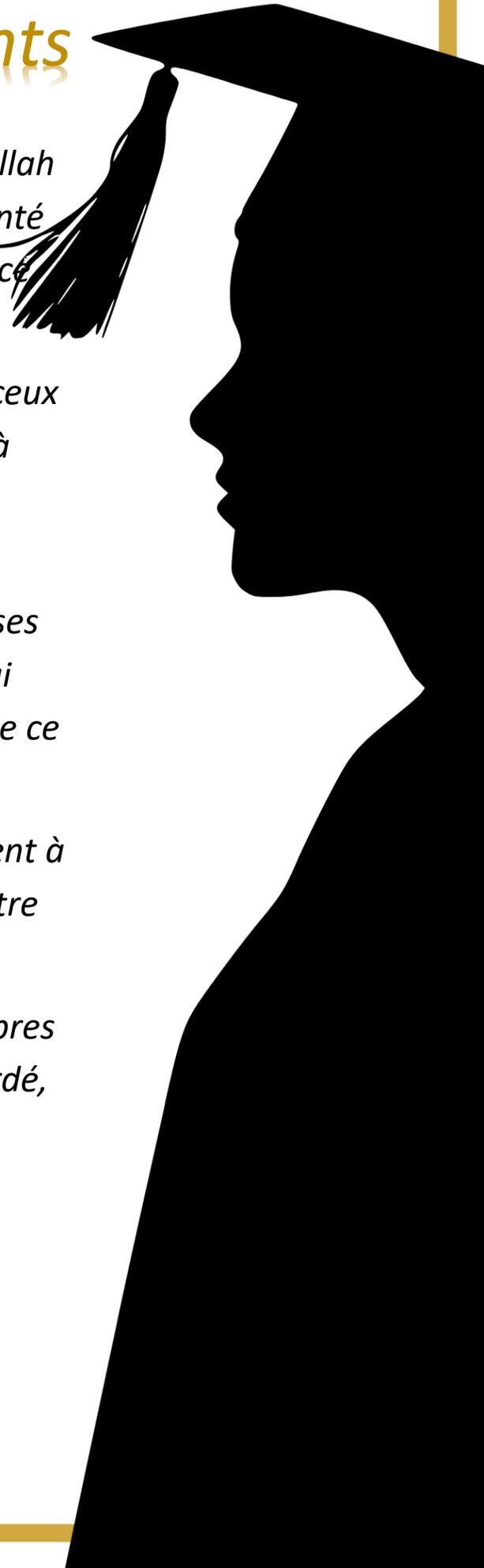
Nous tenons à remercier vivement ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire, particulièrement notre encadreur

Dr ; BOUKEUR SALIMA pour son aide, ses conseils et ses critiques objectives qui étaient nécessaires pour la réalisation de ce travail.

Nos remerciements s'adressent également à tous les enseignants qui ont assuré notre formation durant notre cursus.

Nous voulons remercier aussi, les membres de jury pour l'honneur qui nous a accordé, en participant à notre soutenance.

AICHA & SABRINA



Dédicace

*A ma chère mère Halima, pour son amour, sa
tendresse et ses prières.*

*A mon père Houcine , pour ses encouragements
et sa confiance.*

*A mes frères et sœur, pour leur soutien et leur
présence .*

*A mon mari Lamine, pour son amour , sa patience
et son aide.*

*A mon fils oussaid , qui remplit ma vie de
bonheur et de courage.*

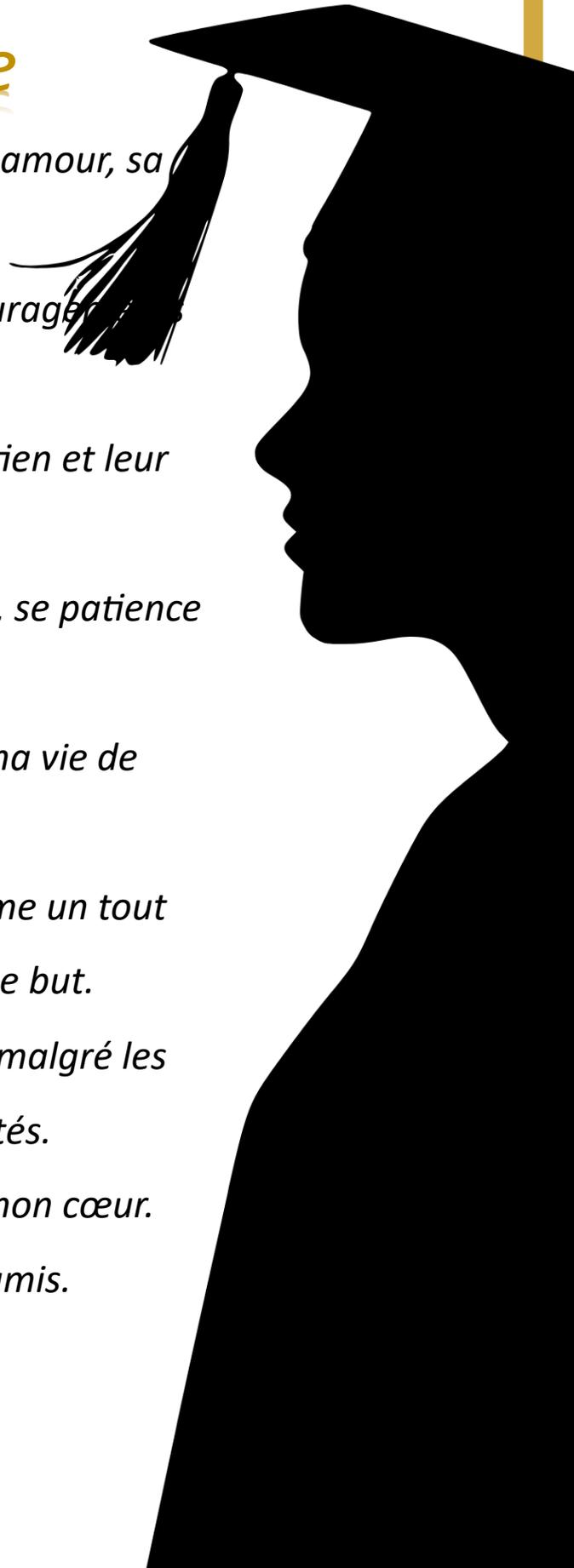
*A tous ceux qui ont contribué , meme un tout
petit peu , à mon chemin vers ce but.*

*A moi_meme ,pour avoir continué, malgré les
responsabilités et les difficultés.*

Je vous dédie ce travail avec tout mon cœur.

A tous mes collègues et mes amis.

AICHA



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à

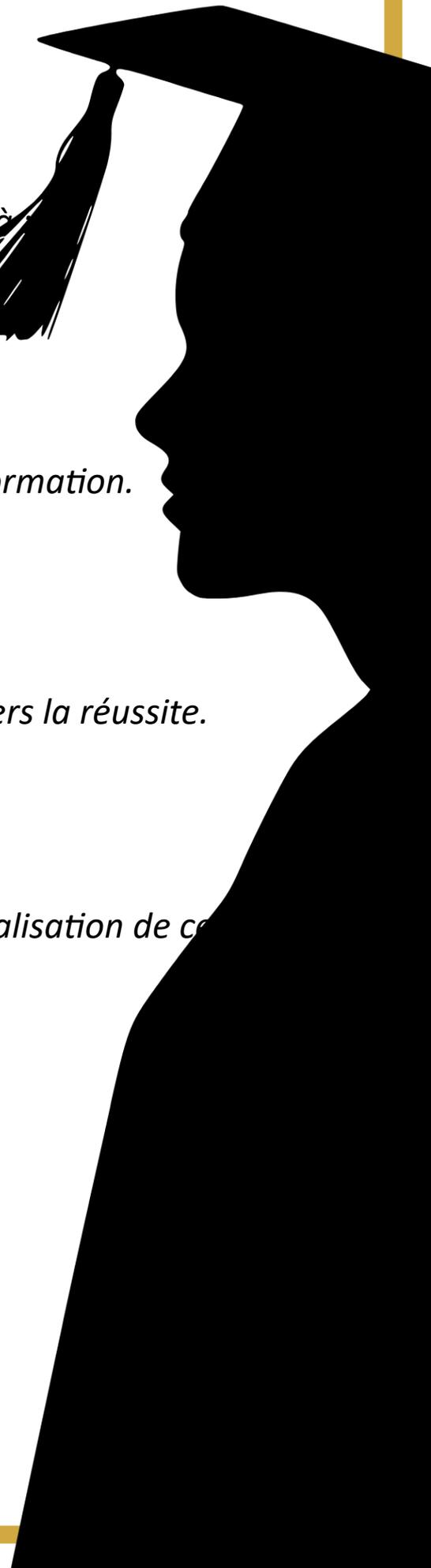
- *Mes chers parents qui m'ont guidé d*

les moments les plus pénibles de

ce long chemin pour atteindre ce stade de formation.

- *Mes sœurs et Mon frères*
- *Mon chère amie et binôme*
- *Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la réussite.*
- *Tous les amis sans exception*
- *A toutes personnes chères à mon cœur*
- *Tous ceux qui nous ont aidés dans la réalisation de ce projet*
- *Tous mes collègues*

SABRINA



Sommaire

<i>Remerciements</i>	
<i>Dédicace</i>	
<i>Dédicace</i>	
Sommaire	
Liste des Tableaux	
Liste des Figures	
Liste des notations	
Résumé	
Introduction générale	1
<i>Chapitre I : Présentation du projet et caractéristiques des matériaux</i>	2
I.1 Introduction	3
I.2 Présentation de l'ouvrage	3
I.2.1. Dimensions en plan	3
I.2.2. Dimensions de l'ouvrage en élévation	3
I.2.3. Données du site :	3
I.3. Les éléments de l'ouvrage :	5
I.3.1. Contreventement :	5
I.3.2. Planchers :	5
I.3.3. Maçonnerie	6
I.3.4. Terrasse	6
I.3.5. Revêtement	6
I.3.6. Escaliers	6
I.3.7. L'acrotère	6
I.3.8. Balcons :	6
I.4Caractéristiques des matériaux	7
I.4.1 Béton	7
I.4.1.1 Définition	7
I.4.1.2 Dosage du béton	7
I.4.1.3 Résistance caractéristique du béton	7
I.4.2 Acier	11
I.4.2.1 Définition	11
I.5. Actions et sollicitations :	13
I.5.1. Actions :	13

I.5.2. Les sollicitations :	14
I.7.Règlementation et normes utilisés :	14
I.8.Conclusion:	14
<i>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de structures et évaluation des charges.</i>	16
II.1. Introduction	17
II.2. Pré dimensionnements des planchers	17
II.2.1. Planchers à corps creux	17
II.2.2. Les Poutrelles	18
II.2.3. Les Dalles pleine (les balcons)	19
II.3. Les Poutres	20
II.3.1. Poutres principales porteuses	20
II.3.2. Poutres secondaires	21
II.4. Poteaux	22
II.5. Voile :	23
II.5.1. Définition et pré dimensionnement des voiles :	23
II.6. Évaluation des charges	26
II.6.1. Plancher terrasse (16+4).	26
II.7. Conclusion :	35
<i>Chapitre III : Calcul Des Eléments Secondaires</i>	36
III.1. Introduction	37
III.2. Calcul des balcons :	37
III.2.1. Epaisseur de balcon :	37
III.2.2. Evaluation des charges	37
III.2.3. Calcul de ferrailage	37
III.3. Étude de l'acrotère	41
III.3.1. Évaluation des Charges :	41
III.3.2. Sollicitations :	42
III.3.3. Ferrailage :	42
III.4. L'escalier :	47
III.4.1. Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants :	48
III.4.2. Calcul de ferrailage :	48
III.5. Les planchers :	53
III.5.1. Les Combinaison d'actions :	53
III.5.2. Disposition et type des poutrelles :	53
III.5.3. Méthodes de calculs :	54
III.5.4. Méthode de Caquot :	54

III.5.5. Détermination des sollicitations :	57
III.5.6. Calcul des coefficients :	63
III.5.7. Calcul des armatures :	66
III.6. Conclusion :	70
<i>Chapitre IV : Modélisation des structures et étude dynamique</i>	71
IV.1. Introduction	72
IV.2. Choix De La Méthode De Calcul 4.1.1. (Rpa Page 38)	72
IV.3. Méthode Statique Équivalente : (Rpa P38)	72
IV.3.1. Principe :	72
IV.3.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :	73
IV.3.3. Hypothèses de calcul :	88
IV.3.4. Combinaisons des charges :	89
IV.3.5. Système de contreventement (A3.4./RPA99/2003)	89
IV.3.6. Configuration du bloc (A3.5./RPA99/2003) :	91
IV.4. Paramètres utilisés pour l'étude sismique :	91
IV.5. Conclusion	112
<i>Chapitre V : Etude des éléments structuraux</i>	114
V.1. Introduction	114
V.2. Rôles des poteaux en béton armé :	114
V.3. Recommandation du RPA99/2003 :	115
V.4. Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003) :	119
V.5. Vérification des contraintes à L'ELS :	123
V.6. Vérifications des recommandations de l'EC8 :	124
V.7. Ferrailage des poutres:	126
V.7.1. Les poutres :	126
V.7.2. Les combinaisons de calcul :	126
V.7.4. Armatures transversales :	127
V.7.4. étapes de calcul de ferrailage :	127
V.7.5. Ferrailage des poutres principales	129
V.7.6. Ferrailage des poutres secondaires :	129
V.7.7. Vérifications des poutres à l'ELU :	130
V.7.8. Vérification a l' ELS :	133
V.7.9. Vérification de la flèche (CBA93 Art A.6.5) :	135
V.7.10. Calculer des armatures transversales :	136
V.7.11. Vérifications des recommandations de l'EC8 :	138
V.8. Ferrailage des voiles :	141

V.8.1. Recommandations de l'EC8 : [EC861/AN/5.4.3.5]	142
V.8.1. Vérifications des recommandations de l'EC8 :	147
V.9. Conclusion	148
<i>Chapitre VI : Etude De Fondation</i>	149
VI.1. Introduction :	150
VI.2. Etude du sol :	150
VI.3. Choix du type de fondation :	150
VI.3.1. Semelles isolés sous poteaux :	151
VI.3.2. Semelles filantes:	151
VI.4. Détermination de la charge totale transmise à la fondation :	152
VI.5. Calculs de la semelle filante sous mur voile et poteau:	152
VI.6. Vérification des semelles filantes :	153
VI.6.1. Vérification au poinçonnement :	153
VI.6.2. Vérification des contraintes :	154
VI.6.3. Ferrailage des semelles filantes :	154
VI.7. Etude des longrines :	155
VI.8.1. Ferrailage à l'ELU :	157
VI.8.2. Ferrailage de la poutre de rigidité :	157
VI.8.3. Le calcul du ferrailage est résumé dans les tableaux suivants :	157
VI.8.4. Armatures transversales :	158
VI.8.5. Calcul des espacements :	158
VI.8.6. La longueur de recouvrement :	158
VI.9. Conclusion	159
Conclusion générale	161
Références bibliographique	163
Annexes	164

Liste des Tableaux

Tableau. I 1: Caractéristique des nuances d’acier	12
Tableau. II 1: Charge pour plancher terrasse (inaccessible)	26
Tableau. II 2: Charge pour plancher courant (accessible).....	26
Tableau. II 3: Evaluation des charges des cloisons extérieures.	26
Tableau. II 4: Evaluation des charges des cloisons intérieures.	27
Tableau. II 5: évaluation des charges du palier	27
Tableau. II 6: évaluation des charges de la volée (la paillasse).....	28
Tableau. II 7: évaluation des charges du balcon	28
Tableau. II 8: Évaluation des poids propres des poteaux.	29
Tableau. II 9: Dégression des charges d’exploitation.	30
Tableau. II 10: Descente de charge du poteau.....	31
Tableau. II 11: résulta de poteau 30*40	35
Tableau. III 1: Les combinaisons des charges d’escalier.....	48
Tableau. III 2: sollicitation des escaliers.....	48
Tableau. III 3: Vérification des contraintes à l’ELS.....	51
Tableau. III 4: Les combinaisons d’actions.	53
Tableau. IV 1: Valeurs de T1 et T2.....	88
Tableau. IV 2: Coefficient d’accélération de zone A	92
Tableau. IV 3: valeurs du coefficient de pondération γ	92
Tableau. IV 4: valeurs du coefficient de comportement R.....	93
Tableau. IV 5: Valeurs du coefficient d’amortissement suivant le système structurel	93
Tableau. IV 6: valeurs du coefficient CT	94
Tableau. IV 7: Valeur de facteur de qualité.....	94
Tableau. IV 8: Coefficient d’accélération de zone	98
Tableau. IV 9: Valeurs des périodes caractéristiquesT1, T2.	99
Tableau. IV 10: Valeur de facteur de qualité.....	99
Tableau. IV 11: Vérification de l’effort tranchant à la base	106
Tableau. IV 12: Vérification des déplacements au sens x-x.....	107
Tableau. IV 13: Vérification des déplacements au sens y-y.....	107
Tableau. IV 14: Vérification à L’effet P- Δ	109
Tableau. IV 15: Vérification de l’effet P- Δ au sens y-y.	109
Tableau. IV 16: Vérification de renversement sens xx	110
Tableau. IV 17: Vérification de renversement sens yy.....	110
Tableau. IV 18: Vérification d’effort normal réduit de poteau.	111
Tableau. IV 19: Valeurs centre de masse et centre de torsion	112

Tableau. IV 20: L'excentricité théorique et accidentelle.....	112
Tableau.V 1: Sections minimales et maximales	114
Tableau.V 2: des moments.	129
Tableau.V 3: ferrailage de poutres principales en travées.....	129
Tableau.V 4: ferrailage de poutres principales en Appuis	129
Tableau.V 5: des moments.	129
Tableau.V 6: ferrailage de poutres secondaires en travées.....	130
Tableau.V 7: ferrailage de poutres secondaires en Appuis.....	130
Tableau.V 8: schéma de de ferrailage des voiles 15 cm.....	147
Tableau.VI 1: Détermination de la charge totale transmise à la fondation	152
Tableau.VI 2: La surface de la semelle	152
Tableau.VI 3: La longueur totale de la semelle filante.....	153
Tableau.VI 4: La hauteur de la paillasse est donnée par la relation	153
Tableau.VI 5: Les moments en appuis 1	157
Tableau.VI 6: Les moments en appuis 2	158
Tableau.VI 7: schéma de ferrailage des poutres de rigidité	159

Liste des Figures

Figure. I 1: Vue en plan EC du bâtiment.....	4
Figure. I 2: coupeAA.....	4
Figure. I 3: vue en plan RDC du Bâtiment.....	5
Figure. I 4: Évaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	8
Figure. I 5: Diagramme des contraintes du béton.....	9
Figure. I 6: Diagramme des contraintes limite du béton	10
Figure. I 7: Diagramme contrainte déformation de l'acier	12
Figure. II 1: Plancher à corps creux	18
Figure. II 2: Poutrelle	18
Figure. II 3: Coupe de voile en élévation.....	23
Figure. II 4: schéma de l'escalier.....	24
Figure. II 5: schéma statique de l'acrotère	27
Figure. II 6: Surface afférente du poteau.....	29
Figure. II 7: Schéma statique de la descente de charge.....	31
Figure. III 1: Section théorique pour le ferrailage du balcon.....	37
Figure. III 2: Schéma de ferrailage du balcon.....	41
Figure. III 3: Type d'acrotère	41
Figure. III 4: Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère	42
Figure. III 5: ferrailage acroter.....	46
Figure. III 6: Schéma statique.....	47
Figure. III 7: shema de ferrailage.....	52
Figure. III 8: Évaluation des efforts tranchants.....	56
Figure. III 9: Coupe d'une poutrelle.	62
Figure. IV 1: Choix de la structure à étudiée.....	75
Figure. IV 2: Espace de travail obtenu	78
Figure. IV 3: Choix des profilés de barres.	79
Figure. IV 4: Modélisation des poteaux	79
Figure. IV 5: Modélisation des poutres	80
Figure. IV 6: Création des panneaux.....	80
Figure. IV 7: Epaisseur des panneaux.	81
Figure. IV 8: Définition des appuis.....	82
Figure. IV 9: Définition des charges	82
Figure. IV 10: Application des charges surfaciques.....	83
Figure. IV 11: Définition des charges dynamiques	84
Figure. IV 12: Introduction des paramètres de l'analyse modale.....	85

Figure. IV 13: Introduction des paramètres de l'analyse sismique	85
Figure. IV 14: Vérification de la structure	87
Figure. IV 15: Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles (Systèmes 2, 4a et 4b).....	90
Figure. IV 16: Principe de l'interaction voile-portique	91
Figure. IV 17: Limites des décrochements en plan et en élévation.....	91
Figure. IV 18: Modélisation 3D de la structure.....	101
Figure. IV 19: disposition des voiles.....	102
Figure. IV 20: Comportement de la structure sous disposition	102
Figure. IV 21: Poids total dans le sens X	104
Figure. IV 22: Poids total dans le sens y	105
Figure. IV 23: l'effort tranchant selon xx.....	106
Figure. IV 24: l'effort tranchant selon yy.....	106
Figure. IV 25: Les déplacements selon X et Y.....	107
Figure.V 1: Zone nodale.....	116
Figure .V 2: schéma de ferrailage des poteaux.....	126
Figure.VI 1: schéma des semelles filantes	155
Figure.VI 2: Dimensionnement des longrines.....	155
Figure.VI 3: Schéma de ferrailage des longrines	156
Figure.VI 4: diagramme des moments de la poutre de rigidité	157

Liste des notations

A	Coefficient d'accélération de zone.
D	Facteur d'amplification dynamique.
E	Action accidentelle.
F	Force concentrée.
G	Action permanente.
I	Moment d'inertie.
L	Longueur , portée.
M	Moment fléchissant.
N	Effort normal.
Q	Action d'exploitation ; Facteur de qualité.
R	Coefficient de comportement global de la structure.
T	Effort tranchant, période.
V	Force sismique totale.
W	Poids totale de la structure.
Z	Bras de levier.
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite service.
A_r	Armature de réparation.
A_{st}	Section d'armature.
B_r	Section réduite.
C_p	Facteur de force horizontal.
C_T	Coefficient de période.
E_b	Module de déformation longitudinale du béton.
E_{ij}	Module d'élasticité instantané.

E_s	Module d'élasticité de l'acier.
E_{vj}	Module d'élasticité différé.
I_0	Moment d'inertie de la section totale homogène.
I_{fi}	Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
I_{fv}	Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
I_x, I_y	Moment d'inertie.
L_f	Longueur de flambement.
M_0	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
M_a	Moment en appuis.
M_t	Moment en travée.
M_u	Moment à l'état limite ultime.
M_{ser}	Moment à l'état limite service.
N_u	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
N_{ser}	Effort normal pondéré aux états limites de service.
S_t	Espacement.
W_i	Poids au niveau « i ».
d	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.
e	Epaisseur.
f	Flèche.
f	Flèche admissible.
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature sup)
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_i	Flèche due aux charges instantanées.
f_v	Flèche due aux charges de longue durée.
F_{bc}	Contrainte de calcul.
F_{cj}	Résistance à la compression du béton à (j) jour.
F_{tj}	Résistance à la traction du béton à (j) jour.

f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.
i_x, i_y	Rayon de giration.
a	Position relative de la fibre neutre.
B	Coefficient de pondération
Λ	Elancement.
E	Déformation relative.
ϕ	Diamètre des armatures.
H	Facteur de correction d'amortissement.
θ	Coefficient d'application.
μ_u	Moment ultime réduit.
γ_b	Coefficient de sécurité de béton.
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier.
τ_u	Contrainte de cisaillement.
$\bar{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement.
σ_{bc}	Contrainte de béton.
σ_{st}	Contrainte d'acier.
$\bar{\sigma}_b$	Contrainte admissible du béton.
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte admissible d'acier.
$\bar{\sigma}_{sol}$	Contrainte admissible du sol

Résumé

Ce projet portera sur l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation R+4. Situé dans le wilaya de MILA qui est classé selon le Règlement parasismique Algérien 99 version 2003 en zone IIa de moyenne sismicité ;le contreventement est assuré par des portiques et renforcés par des voiles comme l'exige le RPA 99/version 2003 .

Cette étude sera divisée en quatre étapes consécutives :

- La première étape sera composée d'une description de l'ouvrage et caractéristique des différents matériaux avec le pré-dimensionnement des éléments secondaires.
- La deuxième étape consistera à une étude sismique de la structure , cette étude aboutira au calcul du ferrailage des éléments structuraux en conformité avec les règlements à savoir RPA 99 (2003) et le BAEL 91.
- La troisième étape portera sur le calcul du ferrailage des éléments de structure sous charge combinées verticales (les charges dues au séisme).
- La dernière étape concernera l'étude de la fondation ainsi que son ferrailage.

Mots clés :

Béton armé, RPA99 modifié 2003, CBA93, BAEL91 modifié 99, ROBOT 2010.

ملخص

يتناول هذا المشروع دراسة مبنى مكون من طابق ارضي + أربع طوابق يقع في ولاية ميلة المصنفة ضمن المناطق

الزلزالية ذات الزلزال المتوسط حسب.(RPA 99(2003)

تعتمد مقاومة القص في الهيكل على اطر مدعمة بجدران حاملة، وفقا لهذه القواعد:

- وصف مقصّل للمبنى وخصائص المواد المستخدمة ' مع التصميم الاولي للعناصر الانشائية ' يليه حساب العناصر الثانوية اجراء تحليل زلزالي شامل للهيكل، يفضي الى حساب تسليح العناصر الحاملة وفقا ل (RPA99 (2003 و.BAEL91

- تصميم تسليح العناصر الانشائية تحت تأثير الأحمال المركبة بما فيها الأحمال الناتجة عن الزلازل.

- أخيرا دراسة وتصميم الأساسات وتسليحها.

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة، RPA نسخة 2003، CBA93، BAEL 91 معدلة في 99، ROBOT 2010.

Abstract

This project involves the structural study of a residential building with five floors above ground (R+4), located in the wilaya of Mila. this region is classified as a moderate seismic zone (zone IIa) according to the Algerian seismic code RPA (2003). The building's lateral stability is ensured by reinforced concrete frames and shear walls, in compliance with seismic regulations.

The study is carried out in four main stages:

- Description and preliminary design:
- A detailed analysis of the structural system and materials used, followed by the preliminary design of the main structural elements and the calculation of secondary components.
- seismic Analysis:
 - A complete seismic analysis of the building, leading to the calculation of reinforcement for structural components, following the standards set by RPA and BAEL
 - Reinforcement design of reinforcements for structural elements subjected to combined vertical and horizontal loads, including those caused by seismic forces.
 - Foundation study and design: the final phase includes the study and reinforcement design of the foundations

Key words:

Reinforced concrete, RPA99-version 2003, CBA93, BAEL 91 edit 99, ROBOT 2010.

Introduction générale

Introduction générale

Dans le cadre de notre travail de fin d'études, il nous a été proposé d'effectuer l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+4), situé dans la wilaya de Mila, une zone caractérisée par une sismicité moyenne selon la réglementation parasismique algérienne (RPA99, version 2003).

Ce travail vise à analyser le comportement sismique de la structure en utilisant la méthode dynamique modale. L'objectif est de mieux prédire la réponse de la structure face aux sollicitations sismiques, ainsi de déterminer son point de performance sous chargement progressif.

Pour réaliser cette étude nous avons utilisé le logiciel ROBOT structural analyses pour le calcul dynamique, Cette double approche permet de comprendre précisément le comportement de la structure, d'identifier ses zones de faiblesse, et de proposer, si nécessaire, des mesures de renforcement adaptées.

Le mémoire est organisé selon le plan suivant :

- Le premier chapitre présente le projet et décrit les matériaux utilisés dans la construction des différents éléments constitutifs du bâtiment.
- Le deuxième chapitre est consacré au dimensionnement des éléments structuraux principaux, en tenant compte des exigences de résistance et de déformation, conformément aux règles BAEL91 et RPA99 (version 2003), afin d'obtenir des sections optimisées et éviter tout excès de ferrailage et de béton.
- Le troisième chapitre porte sur l'étude des éléments secondaires, tels que les planchers à entre vous, les dalles pleines, les escaliers et les acrotères, en prenant en considération les sollicitations les plus défavorables tout en respectant la réglementation en vigueur.
- Le quatrième chapitre est dédié à la modélisation numérique de la structure via le logiciel ROBOT, dans le respect des critères de sécurité parasismique imposés sécurité parasismiques imposés par la réglementation algérienne.
- Le cinquième et dernier chapitre traite de l'étude de fondation.

Chapitre I :
Présentation du projet
et caractéristiques des
matériaux

I.1 Introduction

L'étude d'un ouvrage en béton armé nécessite des connaissances de base qui sont indispensables pour l'ingénieur de génie civil, lors de la conception et la réalisation tout en respectant le rapport sécurité/économie, ainsi que l'esthétique et la viabilité de l'ouvrage.

C'est pour cela, qu'on consacre ce chapitre pour la description complète du projet et la définition des différents éléments ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés, en citant les différents règlements et normes suivis. Pour cela nous allons utiliser dans nos calculs les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003, et les règles de calcul du béton armé aux états limites BAEL91 et le code du béton algérien CBA93.

I.2 Présentation de l'ouvrage

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistance d'un bâtiment R+4 à usage d'habitation constitué de :

√Rez-de-chaussée(RDC) et 4 étages à usage d'habitation. Cet ouvrage, est implanté dans la willaya de MILA classé selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I.2.1. Dimensions en plan

Le bâtiment a une forme rectangulaire avec :

- Longueur en plan.....16. 35 m
- Largeur en plan11.26m

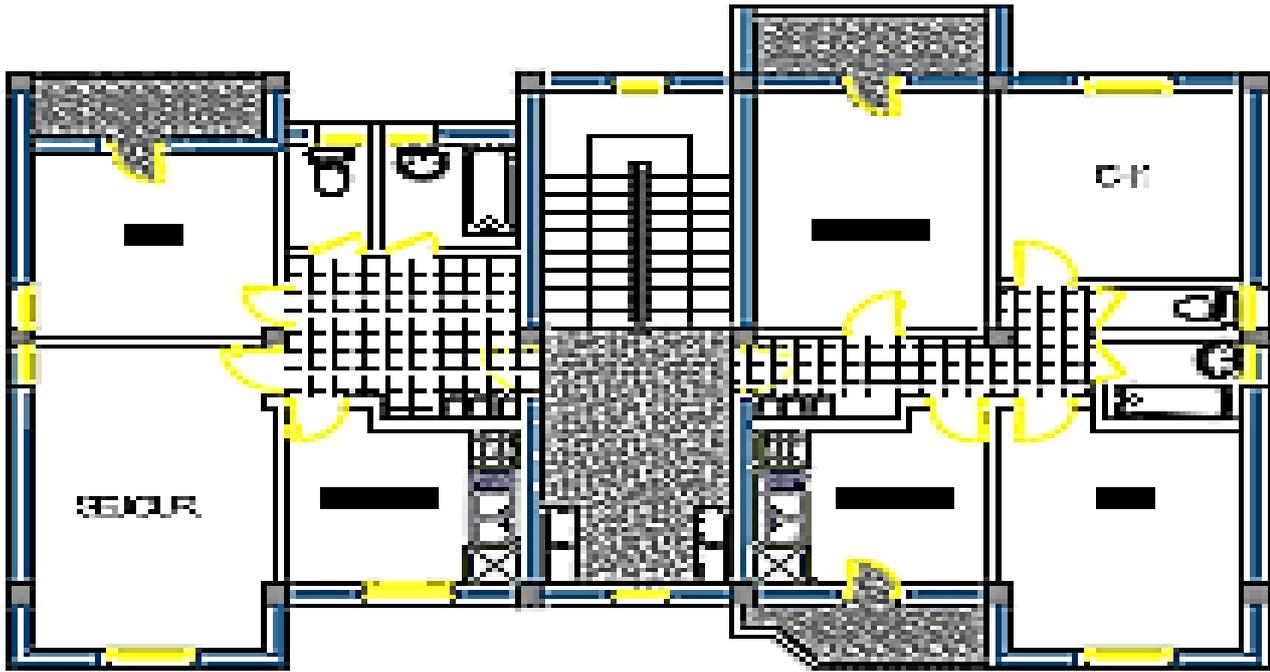
I.2.2. Dimensions de l'ouvrage en élévation

- Hauteur totale du bâtiment..... $H_T = 16.50\text{m}$.
- Hauteur rez-de-chaussée $H_{RDC} = 3.06\text{m}$.
- Hauteur de l'étage courant $H_e = 3.06\text{m}$.
- Acrotère.....0.65 m.

I.2.3. Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme :

- Une zone de sismicité moyenne (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2
- Le site est considéré comme : meuble (Site 3)
- Contrainte admissible du sol =1 bars.



PLAN ETAGE COURANT

Figure. I 1:Vue en plan EC du bâtiment

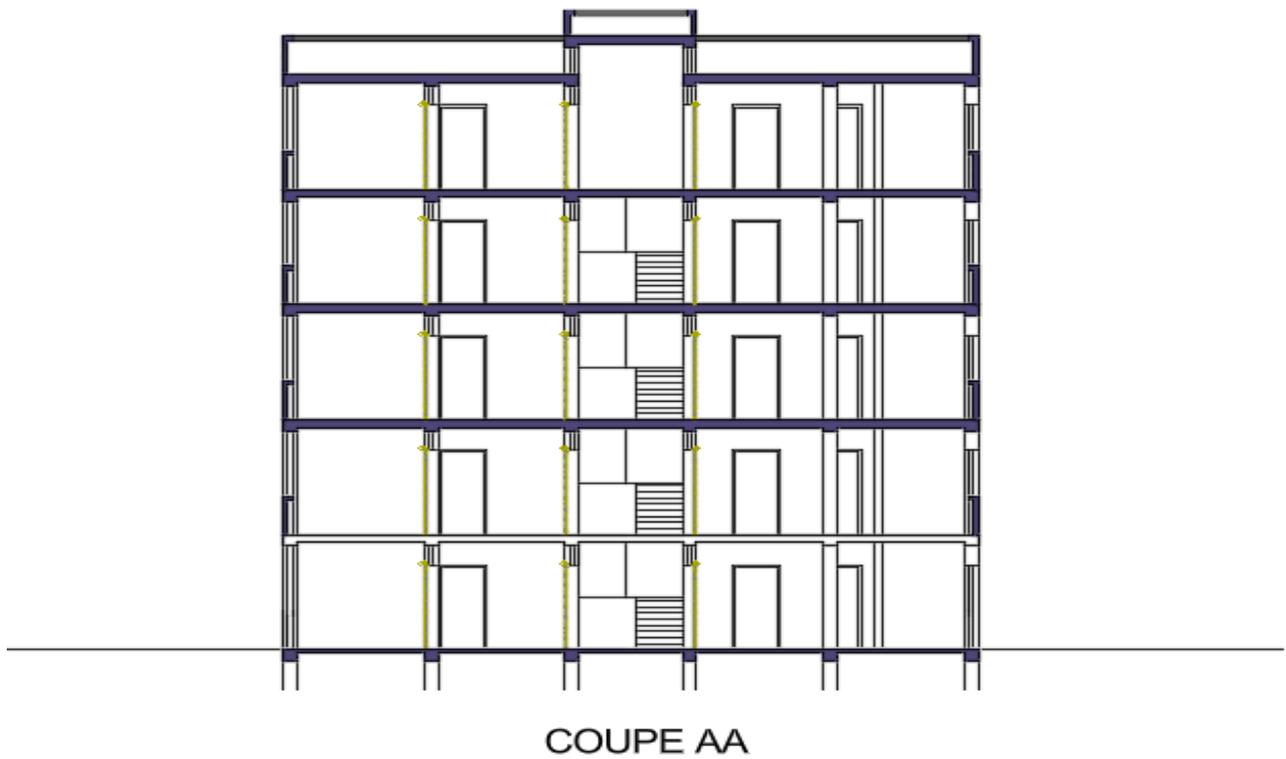
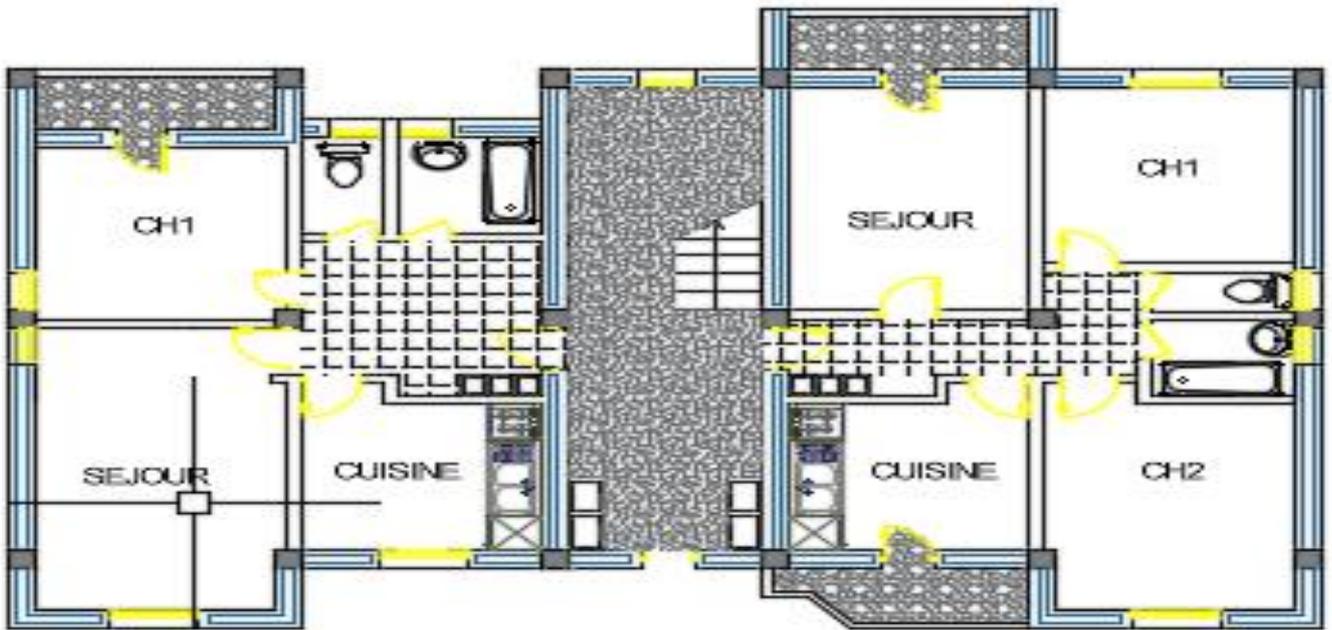


Figure. I 2:coupeAA



PLAN RDC

Figure. I 3:vue en plan RDC du Bâtiment

I.3. Les éléments de l'ouvrage :

I.3.1. Contreventement :

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

Le contreventement est assuré par des voiles et des portiques en béton armé. L'emplacement et le nombre des voiles seront fixés de manière à minimiser l'effet de la torsion sur le bâtiment en cas de séisme et à conférer au bâtiment une période propre acceptable pour éviter l'effet de résonance. Bien entendu, en prenant en compte le fonctionnement des espaces et la présence des ouvertures telles que projetées par l'architecte. Un schéma précisera la disposition qui sera arrêtée pour le projet.

I.3.2. Planchers :

Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux. Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

I.3.3. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuse :

- Murs extérieurs : constitués d'une double paroi en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparées par une l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur (10+5+10).
- Murs intérieurs : Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.3.4. Terrasse

La terrasse est inaccessible, et l'étanchéité du plancher terrasse est assuré par une forme de pente et système en multicouches

I.3.5. Revêtement

D'une manière générale, le mot revêtement peut désigner l'action de revêtir quelque chose ou son résultat. Il est employé dans plusieurs domaines : en mathématiques, un revêtement est une notion topologique ; les revêtements sont une ou des couches superficielles modifiant les propriétés de surface d'un objet.

I.3.6. Escaliers

La structure comporte une cage d'escalier, RDC au 6ème étage qu'est composé de deux volées et un palier.

I.3.7. L'acrotère

Dans l'architecture classique, grecque et romaine antique, les acrotères sont des socles soutenant des ornements, disposés au sommet ou sur les deux extrémités d'un fronton. Par extension, les acrotères désignent les ornements eux-mêmes ; il peut s'agir de statues, de statuettes en pierre, de vases en terre cuite.

1.3.8. Balcons :

Un balcon est un type de plateforme qui se dégage d'un mur et forme ainsi une « pièce en hauteur », qui est la signification du mot issu du persan *bal-khané*. Le plus souvent, il se trouve à l'extérieur du bâtiment, mais peut aussi être à l'intérieur, comme une galerie dans une salle de spectacle.

I.4 Caractéristiques des matériaux

I.4.1 Béton

I.4.1.1 Définition

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

I.4.1.2 Dosage du béton

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- Ciment (CPA 325) dosé à 350 kg /m³
- Sable grossier $0 < D_g < 5\text{mm} \rightarrow 400 \text{ L}$
- Gravier $15 < D_g < 25\text{mm} \rightarrow 800\text{L}$
- Eau de gâchage 175 L Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2400Kg /m³.

I.4.1.3 Résistance caractéristique du béton

a. Résistance caractéristique en compression f_{cj}

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière elle est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} \end{cases} \quad \text{si } j \leq 60 \text{ jours}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \\ f_{cj} = f_{c28} \end{cases} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ jours}$$

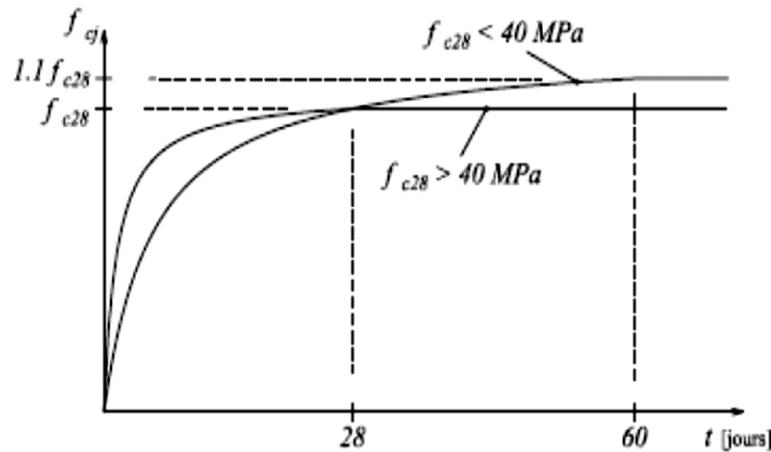


Figure. I 4:Évaluation de la résistance f_{c_j} en fonction de l'âge du béton

b. Résistance à la traction f_{t_j}

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

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

$$f_{t_j} = 0.6 + 0.06 f_{c_j} \quad \text{si } f_{c_{28}} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{t_j} = 0.275 f_{c_j} \quad \text{si } f_{c_{28}} > 60 \text{ MPa}$$

Pour $j = 28$ jours et $f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t_{28}} = 2,1 \text{ MPa}$

c. Module de déformation longitudinale du béton (BAEL91.Art A.2.1. 21) [3]

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut des mesures qu'à l'âge de (j) jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton (E_{ij}) est égal :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}} \quad \text{donc : } E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$$

Les déformations différées du béton module de déformation différée (E_{vj}) correspondant à des charges de longue durée d'application (réglementairement plus de 24 heures) comprennent le retrait et le fluage est égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c_j}} \quad \text{donc : } E_{vj} \approx 10819 \text{ MPa}$$

d. Module de poisson :(Art A-2.1.3 BAEL91) [3]

$\nu = 0.2$ Pour la justification aux ELS

$\nu = 0$ Pour la justification aux ELU

e. Contrainte limite

e.1. Etat limite ultime

• Contrainte ultime de compression

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

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

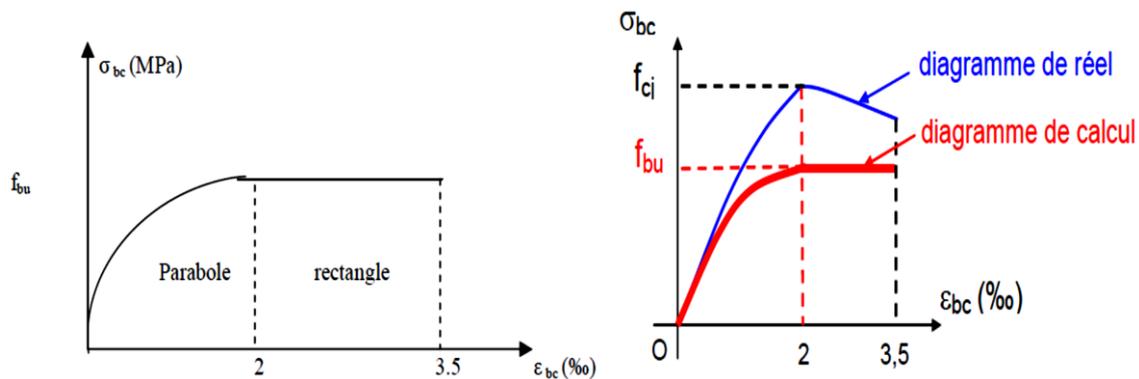


Figure. I 5:Diagramme des contraintes du béton

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité :

- $\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.
- $\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

θ : Dépend de la durée d'application des charges.

- $\theta = 1$: lorsque la durée probable d'application des charges considérées est supérieure à 24 heures.
- $\theta = 0,9$: lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$: lorsqu'elle est inférieure 1 heure.

Dans notre cas on $\theta = 1$.

$f_{bu} = 14,17$ MPa pour : $\gamma_b = 1,5$

$f_{bu} = 18,48$ MPa pour : $\gamma_b = 1,15$

- **Contrainte ultime de cisaillement**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par:

$$\tau \leq \tau_{adm}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) \text{ pour la fissuration préjudiciable ou bien très préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25$ MPa donc :

$$\tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 2,5 \text{ MPa fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

e.2. Etat limite de service

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

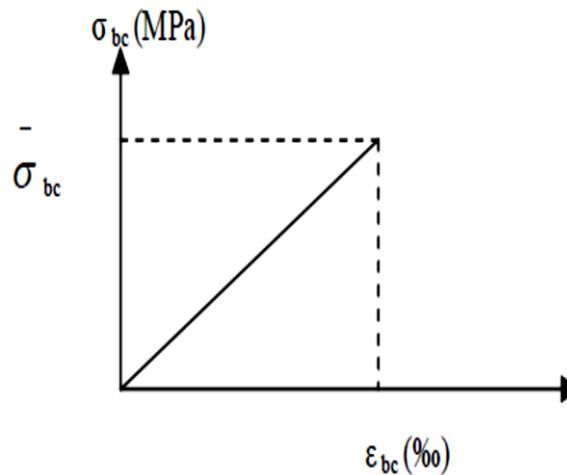


Figure. I 6: Diagramme des contraintes limite du béton

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

I.4.2 Acier

I.4.2.1 Définition

L'acier est un alliage (fer + carbone) en faible pourcentage ; les aciers pour le béton armé sont ceux de :

- Nuance pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Nuance mi-dure et dure pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Dans la pratique on utilise les nuances d'aciers suivants :

- Acier naturel (feE 215, feE 235)
- Acier à haute adhérence (feE 400, feE 500)
- Treillis soudés de maille (150 x 150) mm² avec $\varnothing = 3,5$ mm (T.S.L feE500)
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à : $E_s = 200\ 000$ MPa

1- Caractéristiques mécaniques

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

- Limite élastique f_y (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale
- La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa
- La limite élastique : $f_y = 235$ MPa
- Le module de Young : $E = 210\ 000$ MPa.
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- Module de cisaillement : $G = E / (2(1+\nu)) = 81\ 000$ MPa

Tableau. I 1:Caractéristique des nuances d'acier

Type	Nuance	fe (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	FeE22	215	Emploi courant.
	FeE24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	FeE40	400	Emploi courant.
	FeE50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	FeTE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis
	FeTE50	500	
Fils tréfiles lisses	Type 4 TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f(\varepsilon_{\text{‰}})$ [3] (Article A.2.2.2)

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

$\gamma_s = 1,15$ cas général.

$\gamma_s = 1,00$ cas des combinaison accidentelles.

Pour notre cas on utilise des aciers Fe E400

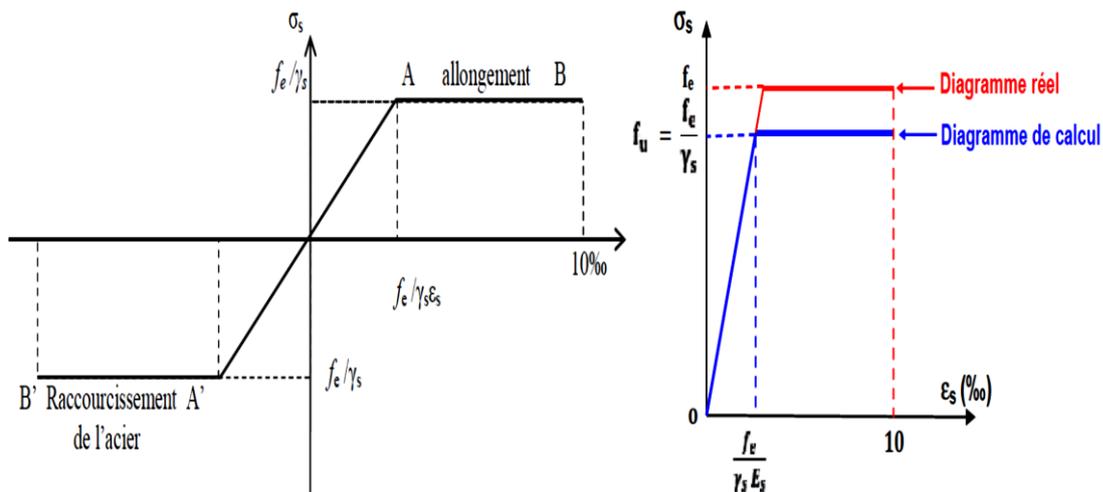


Figure. I 7:Diagramme contrainte déformation de l'acier

Ou $\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$; Avec $E_s = 200\,000$ MPa.

Avec : $\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s}$

2- Contrainte limite de traction des armatures [2] (Article A.4.5.32)

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3f_{te}, 110\sqrt{\eta ft_j})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2f_{te}, 90\sqrt{\eta ft_j})$

η : coefficient de fissuration (=1 pour les Ronds Lisses (RL),=1,6 pour les Hautes Adhérences (HA)).

Poids volumique Béton armé $\gamma_b = 25\text{KN} /\text{m}^3$

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

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

I.5. Actions et sollicitations :

I.5.1. Actions :

A- actions permanentes (G) :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des équipements fixe, tels que les cloisons dans les bâtiments et les machines dans les constructions industrielles.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides. Les déformations Imposées à la structure.

B- Actions variables :

Ces actions représentées par « Q » sont celles dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatique « vent et neige »
- Les charges appliquées en cours d'exécution.
- Les effets dus à la température.

C- Actions accidentelles :

- Séismes.

- Effet des chocs « explosion ».

I.5.2. Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts provoqués, en charge point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme de forces :

- Effort normal : N
- Effort tranchant : V
- Moment fléchissant : M
- Couple de torsion : T

Combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

Situations durables :

ELU : $1.35G + 1.5Q$.

ELS : $G + Q$.

Situations accidentelles : $G + Q \pm E$.

$0,8G+Q\pm$.

I.7.Règlementation et normes utilisés :

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

- Le CBA93 (**Code De Béton Armé**).
- Le RPA 99 révisée 2024(**Règlement Parasismique Algérien**).
- Le BAEL 91(**Béton Armé Aux Etats Limites**).
- DTR-BC2.2 (**Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges**).

I.8.Conclusion:

Dans ce premier chapitre on a présenté la structure à étudier, on a défini les différents éléments qui la compose et le choix des matériaux utilisés, à et sa dans le but d'approfondir cette étude et faire un pré dimensionnement précis des éléments défini afin d'assurer une bonne résistance de la construction.

***Chapitre II : Pré
dimensionnement des
éléments de structures
et évaluation des
charges.***

II.1. Introduction

Le chapitre II est réservé au pré dimensionnement des éléments de structure. Le pré dimensionnement s'effectue en utilisant généralement des formules empiriques permettant d'avoir une idée sur les coffrages des organes de structure. Les dimensions ainsi trouvées seront ajustées pour obtenir des sections qui satisfassent les conditions réglementaires de résistance tout en respectant l'aspect économique

Le pré dimensionnement est très important, son but est de déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un surplus d'acier et du béton.

II.2. Pré dimensionnements des planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan. Ils sont des éléments de séparation horizontale entre les différents étages, ils assurent la transmission des charges vers les éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles) et aussi une isolation thermique et phonique.

II.2.1. Planchers à corps creux

Dans ce projet les planchers sont en corps creux. L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition suivant : C.B.A.93 [B.6.8.2.4].

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher (Epaisseur).

L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

L_{\max} = 4.20m

$$\frac{h_t}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

$$h_t \geq \frac{420}{22.5} = 18.66 \text{ cm}$$

Donc en adopte : **$h_t = 20\text{cm}$** .

- Dalle de compression = 16 cm.
- Corps creux = 4cm.

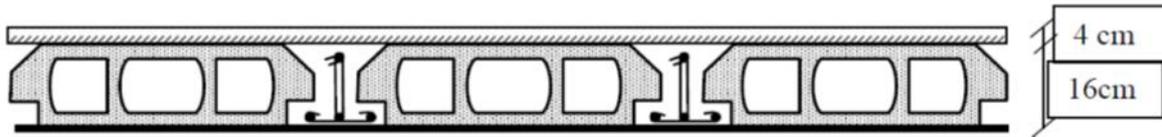


Figure. II 1:Plancher à corps creux

II.2.2. Les Poutrelles

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

- $h_t = 20 \text{ cm.}$
- $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \cdot h_t = (8 \text{ à } 16)$

On adopte : $b_0 = 10 \text{ cm.}$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$b_1 \geq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_{\max}}{10}\right)$$

Avec :

L_x : représente la distance entre poutrelles ($l_x = 55 \text{ cm}$).

L_{\max} : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($L_{\max} = 390 \text{ cm}$).

Tel que:

$$L_x = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm.}$$

$$b_1 \geq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{390}{10}\right) = \min(27,5; 39) \text{ cm}$$

On adopte :

$$b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

Pour la vérification :

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(27,5) + 10 = 65 \text{ cm.}$$

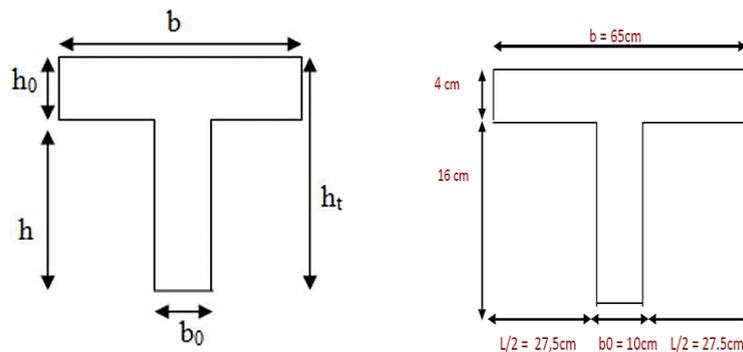


Figure. II 2:Poutrelle

II.2.3. Les Dalles pleine (les balcons)

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont l'une des directions (l'épaisseur h) est petite par rapport aux deux autres (les portées L_x et L_y). On désigne par :

- « L_x » la plus grande des portées = 390 cm
- « L_y » la plus petite portée = 133 cm

Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépend du nombre d'appuis sur lesquelles repose la dalle. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

a. Critère résistance au feu [18] :

- $e \geq 7$ cm : pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11$ cm : pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 17.5$ cm : pour quatre heures de coupe-feu. On prend une épaisseur équivalente à plus de 2 heures de coupe-feu.

Donc on pose : $e = 15$ cm.

b. Résistance à la flexion

D'après les règles (BAEL 91) [15], l'épaisseur du plancher doit être calculée selon le critère de rigidité :

- $l_x/l_y \geq 0,4$ donc la dalle pleine portant dans deux directions ;
- $l_x/l_y < 0,4$ donc la dalle pleine portant dans une seule direction ; les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Pour une dalle sur un seul appui :

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

- Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$$

Pour notre projet nous avons Panneau sur 02 appuis (Balcon)

$$L_x=1.33 \text{ m}$$

On voit bien que les dimensions sont très petites donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable.

On prend : $e = 15 \text{ cm}$

II.3. Les Poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

II.3.1. Poutres principales porteuses

Selon le règlement B.A.E.L 91 mod 99 les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003.

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$
$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec :

h_t : hauteur de la poutre.

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{\max} = 4.80 \text{ m}$).

$$\frac{480}{15} \leq h_t \leq \frac{480}{10} \Rightarrow 32 \leq h_t \leq 48$$

Donc : soit $h_t = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Vérification :

On doit vérifie les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

Donc on adopte une poutre principale de section $(30*40)cm^2$.

Vérification selon RPA 99 version 2003 :

$b \geq 20cm \longrightarrow b = 30cm > 20cm \dots\dots\dots$ vérifiée.

$h \geq 30cm \longrightarrow h=40cm > 30cm \dots\dots\dots$ vérifiée.

$\frac{h}{b} < 4 \longrightarrow \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots\dots\dots$ vérifiée.

Les condition du RPA sont vérifiées donc la poutre pricipale à une section de (30*40) cm².

$$b=30 ; h=40 \text{ cm}$$

II.3.2. Poutres secondaires

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec :

h_t : hauteur de la poutre.

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis (L = L_{max} = 4.20m)

D'où:

$$\frac{420}{15} \leq h_t \leq \frac{420}{10} \Rightarrow 28 \leq h_t \leq 42$$

$$0.4*30 \leq b \leq 0.7*30 \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

Donc : soit h = 30 cm et b= 30 cm.

Vérification :

On doit vérifie les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

- Donc on adopte une poutre principale de section (30*30)cm².

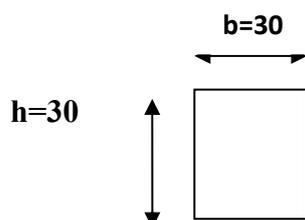
Vérification selon RPA 99 version 2003 :

$b \geq 20cm \longrightarrow b=30cm > 20cm \dots\dots\dots$ vérifiée.

$h \geq 30cm \longrightarrow h=30cm \geq 30cm \dots\dots\dots$ vérifiée.

$\frac{h}{b} < 4 \longrightarrow \frac{30}{30} = 1 < 4 \dots\dots\dots$ vérifiée.

Les condition du RPA sont vérifiées donc la poutre pricipale à une section de (30*30) cm².



II.4. Poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{cm} \\ 0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci dessus.

Les dimensions des poteaux supposées :

Selon BAEL 91.

$$b \geq \frac{l_f}{14.4}$$

l_f : longueur de flambement est $(0,7L_0)$.

L_0 : hauteur de RDC = 306cm

L_0 : hauteur de l'étage courant = 306 cm.

$l_f = 306 * 0,7 = 214.2$ cm.

Donc :

$$b \geq \frac{214.2}{14.4}$$

$$b \geq 14.85$$

On adopte: $b = 30$ cm.

Vérification selon RPA:

On a: $b = 30\text{cm}$ et $h = 40\text{cm}$.

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \longleftrightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{30}{40} \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq 25 \longleftrightarrow \text{min}(30,40) \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Tous les condition sont vérifiées donc le poteau à une section de (30*40) cm² pour RDC et les autres étages.

II.5. Voile :

II.5.1. Définition et pré dimensionnement des voiles :

L'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règles parasismiques algériennes (version 2003). D'où leur l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations.

D'après le RPA99 version 2003 (article 7.7.1) sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition : $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

$$e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq 15cm \quad (\text{Conditions de rigidité aux extrémités}).$$

$$e \geq \max(e_{\min}; \frac{h_e}{22})$$

Avec

L: Longueur du voile.

e: Epaisseur du voile.

h_e: hauteur d'étage.

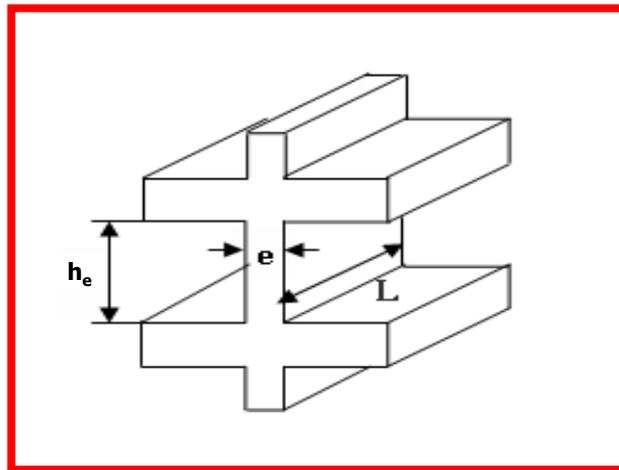


Figure. II 3: Coupe de voile en élévation

Exemple :

On a :

$$H_{\text{étage}} = H_{\text{RDC}} = 2.66 \text{ m}$$

On a; $e \geq \frac{266}{22} \Rightarrow e \geq 12.09cm$ (Étage courant)

$e \geq \frac{334}{22} \Rightarrow e \geq 15.181cm$ (RDC)

On adopte:

$e = 15\text{ cm}$pour étage courant.

$e=15\text{ cm}$pour RDC.

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$L_{\min} \geq 4e$ donc on adopte: $L_{\min} \geq 80cm$.

On a: $L_{\min} = 120\text{ cm}$C'est vérifier.

• **Escalier :**

Un escalier est un élément secondaire qui sert à relier les différents niveaux d'une construction, son utilisation régulière un bon dimensionnement afin d'assurer une sécurité et un confort aux usagers. Les escaliers peuvent être en béton armé, en acier ou en bois.

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
 - (2) : L_0 (projection horizontale de paillasse)
 - (3) : g (Giron)
 - (4) : h (Hauteur de la contre marche)
 - (5) : H_0 (Hauteur de la volée)
 - (6) : α (Inclinaison de la paillasse)
 - (7) : (Emmarchement)
- H : Hauteur d'étage

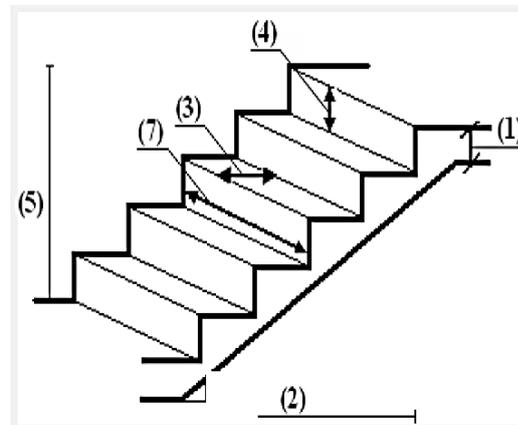


Fig.II.3. Schéma de l'escalier

Figure. II 4:schéma de l'escalier

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h) on utilise la formule de **BLONDEL** : $59 < 2h+g < 66$.

Avec :

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L}{n-1} \end{cases}$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur de la volée.

L : La projection de la longueur de volée.

Soit : H = 1,53 m. L = 2.1 m.

$$g + 2h \approx 64\text{cm} \Rightarrow 2 \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64 \Rightarrow 2H(n-1) + Ln \approx 0.64 \times n \times (n-1)$$

$$3.06 (n - 1) + 2.4n = 0.64 n (n-1)$$

Après la résolution, on trouve : n = 9 contres marches.

Donc :

On adopte:

$$h = 17 \text{ cm} = 0.17 \text{ m}$$

$$g = 30 \text{ cm} = 0.30 \text{ m}$$

$$n = H/h = 1.53/0.17 = 9 \text{ contre marches, donc on aura : } \mathbf{8 \text{ marches}}$$

Note:

La longueur de palier : **1.2 m.**

Inclinaison : $\text{tg}\alpha = h/L = 153/255 = 0.6$

$$\alpha = 30.96^\circ$$

- **Epaisseur de la volée (l'épaisseur de la paillasse)**

Elle est déterminée « e » respectant la condition de la flèche

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

$$L_p = 297.36 + 210 = 507.36 \text{ cm}$$

$$16.91 \text{ cm} < e < 25.37 \text{ cm}$$

On prend : **e = 18 cm.**

II.6. Évaluation des charges

Le calcul des charges et surcharges est effectué selon DTR-BC2.2

II.6.1. Plancher terrasse (16+4).

Descente de charge

Tableau. II 1:Charge pour plancher terrasse (inaccessible)

	Gravillons roulé(5cm)	Forme de pente(1.5%)	Couche d'isolation(4cm)	Plancher (16+4)	Enduit en plater(2cm)	Total
G(kg/m*m)	80	238	16	280	26	640
Q(kg/m*m)	/	/	/	/	/	100

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

- **Plancher courant (16+4)**

Tableau. II 2:Charge pour plancher courant (accessible)

	G (kg/m*m)	Q (kg/m*m)
Revêtement	104	
Cloisons légères	100	
Enduit	26	
Plancher (16+4)	280	
Total	510	150

- **Murs extérieurs :**

Tableau. II 3:Evaluation des charges des cloisons extérieures.

Désignation	G (KN/m ²)
Enduit intérieur en ciment	0.36
Brique creuse	1.35
Brique creuse	0.90
Enduit extérieur en ciment	0.39
TOTAL	3.00

• Murs intérieurs :

Tableau. II 4:Evaluation des charges des cloisons intérieures.

Désignation	G (KN/m ²)
Enduit extérieur en ciment	0.40
Brique creuse	1.35
Enduit intérieur en ciment	0.40
TOTAL	2.15

• Acrotère :

$$G_{\text{l'acrotère}} = \text{Poids volumique} \times S_{\text{l'acrotère}}$$

$$S = 0,092 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{l'acrotère}} = (25 \times (0.092))$$

$$G_{\text{l'acrotère}} = 2.3 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{l'acrotère}} = 230 \text{ Kg/ml}$$

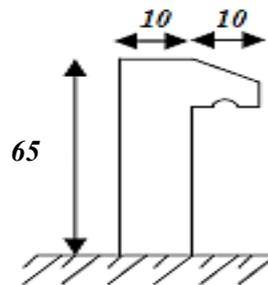


Figure. II 5:schéma statique de l'acrotère

• Palier :

Tableau. II 5:évaluation des charges du palier

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en BA	18	25	4
Enduit ciment	2	18	0.36
Charge permanente totale			G = 5.52
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

- La volée :

Tableau. II 6:évaluation des charges de la volée (la paillasse)

<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
Carrelage verticale	2	20	0.24
Carrelage horizontale	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0,648
Lit de sable	2	18	0,583
Paillasse	18/ (cos α)	25	4,40
Gardes corps	//	//	1.0
Marches	17*(1/2)	22	1,87
Enduit ciment	2/ (cos α)	18	0,423
Charge permanente totale			G = 9.57
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

- Balcon :

Tableau. II 7:évaluation des charges du balcon

<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
Revêtement carrelage	2	20	0.24
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	20	0,648
Enduit en ciment	2	18	0,583
Dalle pleine	15	25	4,70
Cloison de séparation	//	//	0,6
Charge permanente totale			G = 6.53
Surcharge d'exploitation			Q = 3.50

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- ❖ le poids propre de l'élément.
- ❖ la charge de plancher qu'il supporte.

- ❖ la part de cloison répartie qui lui revient.
- ❖ les éléments secondaires (escalier, acrotère...)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

• **Poteau le plus sollicité :**

La surface afférente :

S = 13.86 m².

Les charges et surcharges :

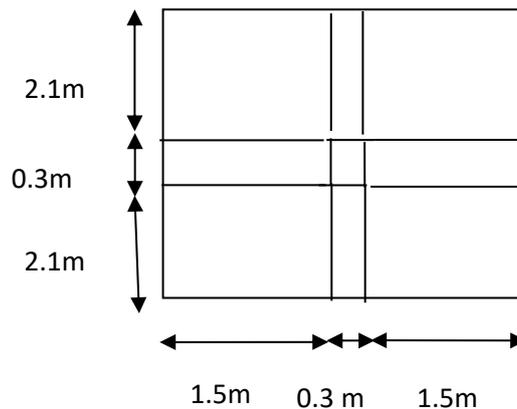


Figure. II 6:Surface afférente du poteau.

Plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 13.86 * 6.34 = 87.87KN \\ Q = 13.86 * 1 = 13.86KN \end{cases}$$

Plancher étages 1 à 4 + RDC :

$$\begin{cases} G = 13.86 * 5.3 = 73.458KN \\ Q = 13.86 * 1.5 = 20.79KN \end{cases}$$

Les poutres :

$$\begin{cases} G_{pp} = 4.2 * 0.3 * 0.4 * 25 = 12.6KN \\ G_{ps} = 3.3 * 0.30 * 0.30 * 25 = 7.425KN \end{cases}$$

a) Les poteaux :

$G_{pot} = S * 25$. he

Tableau. II 8:Évaluation des poids propres des poteaux.

Étage	RDC	1 à 4étages
S (m²)	0.12	0.12
Gp	9.18	9.18

Application de la dégression

- Un bâtiment en béton armé (R+4) à usage d'habitation :
- Plancher RDC $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher 1er au 4^{ème} (habitations) $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher terrasse (non accessible) $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

On a le nombre d'étage est supérieur à 5, donc le coefficient $(\frac{3+n}{2n})$ étant valable, et on obtient les valeurs suivantes : La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

- Sous la terrasse: Q_0 .
- Sous le premier étage à partir du sommet: $Q_0 + Q_1$.
- Sous le deuxième étage: $Q_0 + 0,95 \cdot (Q_1 + Q_2)$.
- Sous le troisième étage: $Q_0 + 0,90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

Dégression des charges d'exploitation

Tableau. II 9: Dégression des charges d'exploitation.

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
4	$N_{q0} = 1,00$	1
3	$N_{q1} = q_0 + q_1$	2,5
2	$N_{q2} = q_0 + 0,95 (q_1 + q_2)$	3,85
1	$N_{q3} = q_0 + 0,90 (q_1 + q_2 + q_3)$	5,05
RDC	$N_{q4} = q_0 + 0,85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$	6,1

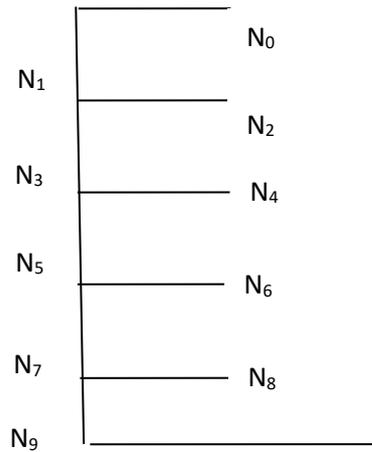


Figure. II 7:Schéma statique de la descente de charge.

Descente de charges

Tableau. II 10:Descente de charge du poteau.

Niveau	Éléments	G(KN)	Q(KN)
N ₀	Plancher terrasse	87.87	
	Gpp (30 x 40) cm ²	12.6	
	Gps (25 x 35) cm ²	7.42	
	Total	107.89	13.86
N ₁	Venant N ₀	107.89	
	Poteau (30 x30) cm ²	9.18	
	Murs	36.33	
	Total	153.4	
N ₂	Venant N ₁	153.4	
	Plancher étage	73.458	
	Gpp (30 x 40) cm ²	12.6	
	Gps (25 x 35) cm ²	7.425	
	Total	246.883	34.65
N ₃	Venant N ₂	246.883	
	Poteau (30 x 30) cm ²	9.18	
	Murs	36.33	
	Total	292.363	

N ₄	Venant N ₃	292.363	
	Plancher étage	73.458	
	G _{pp} (30 x 40) cm ²	12.6	
	G _{ps} (25 x 35) cm ²	7.425	
	Total	385.846	53.361
N ₅	Venant N ₄	385.846	
	Poteau (30 x 30) cm ²	9.18	
	Murs	36.33	
	Total	431.356	
N ₆	Venant N ₅	431.356	
	Plancher étage	73.458	
	G _{pp} (30 x 40) cm ²	12.6	
	G _{ps} (25 x 35) cm ²	7.425	
	Total	524.839	69.993
N ₇	Venant de N ₆	524.839	
	Poteau (30x 30) cm ²	9.18	
	•Murs	36.33	
	Total	570.349	
N ₈	Venant de N ₇	570.349	
	Plancher étage	73.458	
	G _{pp} (30 x 40) cm ²	12.6	
	G _{ps} (25 x 35) cm ²	7.425	
	Total	663.832	84.546
N ₉	Venant de N ₈	663.832	
	Poteau (30x 30) cm ²	9.18	
	Murs	36.33	
	Total	709.342	84.546

❖ Calcul de l'effort normal (N_u) :

- À l'ELU

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 709.342) + (1.5 \times 84.546)$$

$$N_u = 1084.4307.370 \text{ KN}$$

- À l'ELS

$$N_s = G+Q = 709.342 + 84.546$$

$$N_s = 793.88\text{KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) [16] on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 15% tel que : $N_u \cdot 1.15 \cdot (1.35G + 1.5Q)$

– L'effort normal maximum :

$$N_u = 1.15 \times 1084.4307 = 1247.09\text{KN}.$$

Donc l'effort normal maximum : $N_u = 1247.09\text{KN}$ (le poteau (30*40)).

Vérification des poteaux :

- - Vérification à la compression simple du poteau de RDC et 1er jusqu'à 6ème étage :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton.}$$

$$B \geq N_u / 0.6 f_{c28} \Rightarrow B \geq 0.0831 \text{ m}^2.$$

Donc : $B = 0.12 \text{ m}^2 \geq 0.0831 \text{ m}^2$ (Condition vérifiée)

Vérification au flambement :

On doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{B_r \times \gamma_s} \right)}$$

B_r : section réduite du béton

A_s : section des armatures

γ_b : coefficient de sécurité de béton

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : coefficient en fonction de l'élanement λ

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

$$l_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 3.06 = 2.142m$$

$$B = 0.12m^2$$

$$I = \frac{0.019}{12} = 0.16 * 10^{-2} m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.16 * 10^{-2}}{0.12}} = 0.1$$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} * (2.142 / 0.4) = 18.532$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{2.142}{0.3} = 24.732$$

donc :

$$\lambda = 24.732 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{24.732}{35}\right)^2} = 0.77$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha * \left(\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{B_r * \gamma_s} \right)}$$

Nous avons :

$$B_r = (38-2) * (28-2) * 10^{-4} = 0.1064 m^2$$

$0.1064 m^2 > 0.07 m^2$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

A = max(ABAEL.ARPA)

A_{min} = max (4 cm²/m de périmètre, 0,2%B).

$$A_{\min} = \max(3.2 \text{ cm}^2 ; 6.4 \text{ cm}^2) = 6.4 \text{ cm}^2 = 640 \text{ mm}^2.$$

$$A_{\min(\text{RPA})} = 0.8 \% B (\text{zone IIa}) = 1280 \text{ mm}$$

Tableau. II 11:résulta de poteau 30*40

Poteau	B	Nu	A	Amin(BAE L) (mm ²)	Amin(RP A) (mm ²)	A (mm ²)	Br	\bar{N} (KN)	condition
30*40	0.12	1084.430	0.77	400	960	9060	106400	1247.09	c.v

II.7. Conclusion :

Après avoir pré dimensionné tous les éléments (planchers, poutres, poteaux, escaliers et voiles) on passe au chapitre suivant pour l'étude des éléments secondaires.

***Chapitre III : Calcul
Des Eléments
Secondaires***

III.1. Introduction

Dans toute structure on distingue généralement deux catégories d'élément :

- Les éléments porteurs principaux qui participent directement au contreventements de la structure
- Les éléments secondaires qui ne jouent aucun role dans le contreventement.

Ainsi, des composants tels que les escaliers, les acrotères , les planchers et les balcons sont classés comme éléments secondaires. leur étude est donc indépendante de l'action sismique (car ils ne contribuent pas directement à la reprise des efforts induits), cependant, ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. Calcul des balcons :

Notre ouvrage comporte à deux types de balcon : dalle sur trois appuis, assimilée à une console de portée de 1.40m.

Le balcon se calcul pour une bande de 1 m à la flexion simple et comme étant une console soumise à son poids propre et ses surcharges d'exploitation.

III.2.1. Epaisseur de balcon :

Le balcon sont des éléments décoration dans les bâtiments, ils sont calculé s comme des consoles encastrées. L'épaisseur adopté durant le pré-dimensionnement étant $e = 15\text{cm}$

$$Lx=1,33m \text{ et } Ly=3.90m$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = 0.34$$

$\rho = 0,34 < 0,4$ La dalle travaille dans une seule direction (comme une console)

III.2.2. Evaluation des charges

$$G = 5.33 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

Le calcul se fait pour une bande de 1 m $G = 5.33 \text{ KN/m}$ et $Q = 3.50 \text{ KN/m}$ avec $P = 1\text{KN}$

III.2.3. Calcul de ferrailage

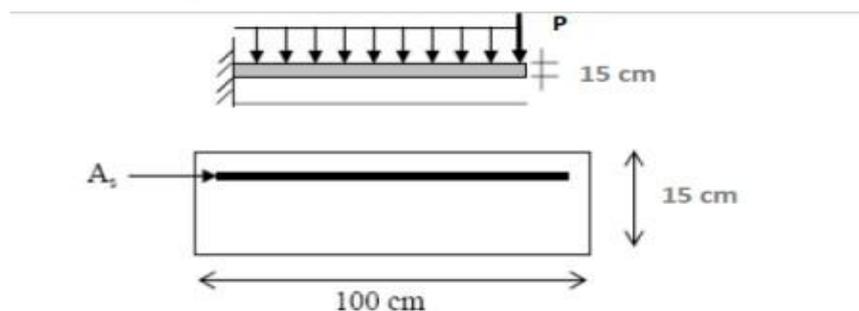


Figure. III 1:Section théorique pour le ferrailage du balcon.

ELU :

$$qu = (1,35G + 1,5Q)$$

$$qu = (1,35 \times 5,33 + 1,5 \times 3,5) \times 1 = 12,45$$

KN/m

$$Pu = 1,35 \times P$$

$$Pu = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN}$$

$$Mu = qu \times L^2 / 2 + Pu \times L$$

$$Mu = 12,45 \times 1,33^2 / 2 + 1,35 \times 1,33 = 12,26 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$Vu = qu \times L + Pu = 17,90 \text{ KN}$$

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}$$

$$Mu = 12,45 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\mu bu = Mu / (fbu \times d^2 \times b) = 0,048 < \mu l = 0,392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 0,06$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,131 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{Mu}{z * \sigma_s} = \frac{12,47 * 10^4}{131,76 * 348} = 2,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_c = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \leq 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc $A_s = \max(A_u ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max(2,72 ; 1,63)$

On adopte 3HA12 $\rightarrow A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

a. Espacement :

$$\delta t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) \text{ alors } \delta t = 45 \text{ cm}$$

b. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.847$$

Soit : 3HA8 (As = 1.51 cm²)

c. Espacement :

$$\delta t \leq \min(3 \times h ; 33 \text{ cm}) \text{ alors } \delta t = 33 \text{ cm}$$

• Vérification des l'effort tranchant BAEL A.5.11

$$\tau u \leq \bar{\tau u}$$

$$\tau u = v_u / (bd) = 17.90 \times 10^3 / (1000 \times 135)$$

$$\tau u = 0.13 \text{ MPa}$$

• Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau u} = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = \min(3.33 ; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau u} = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc : $\leq \bar{\tau u} \dots \dots \dots \text{C.V}$

Pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

d. Vérification à ELS :

$$qS = (G + Q) \times 1 = (5.33 + 3.5) \times 1 = 8.6 \text{ KN}$$

$$PS = P = 1 \text{ KN}$$

$$M_s = qS \times L^2 / 2 + P_s \times L$$

$$M_s = 8.6 \times 1.33^2 / 2 + 1 \times 1.33 = 8.94 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$VS = qS \times L + PS = 8.6 \times 1.33 + 1 = 12.44 \text{ KN}$$

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

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

• **Position de l'axe neutre :**

$$0.5 b y^2 + n (y - d') - n \times (d - y) = 0$$

$$\mu < \mu_c \Rightarrow A'_s = 0$$

$$50 \times y^2 - 15(13.5 - y) \times 3.39 \times (13.5 - y) = 0$$

$$y = 3.23$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = 0.333 \times b y^3 + n (d - y)^2 + n (y - d')^2 = 0$$

$$I = 0.333 \times 100 \times 3.23^3 + 15 (13.5 - 3.23)^2 \times 3.39 = 6486.6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} = \frac{8.94 * 10^6 * 23.3}{6486.6 * 10^4}$$

$$\sigma_{bc} = 4.45 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Vérification de la flèche :

D'après le BAEL91, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{1.33} = 0.11 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{l} = 0.11 > \frac{M_s}{10M_0} = \frac{0.15}{1.33} = 0.1 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{3.39}{1.35 * 1} = 0.0025 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.010 \dots \text{cv}$$

$$H = 0.15/1.33 = 0.11 > 1 / 16 = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$h = 0.11 > M_s / 0.15 = 0.1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_s = 3.39 / (13.5 \times 100) = 0.0025 < 0.010 \Rightarrow \text{C.V}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire. Le ferrailage final adopté est représenté sur la figure suivante

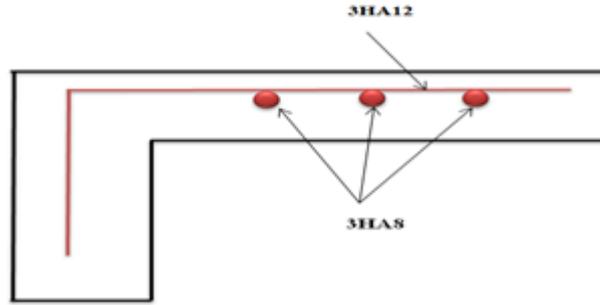


Figure. III 2:Schéma de ferrailage du balcon

III.3. Étude de l'acrotère

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

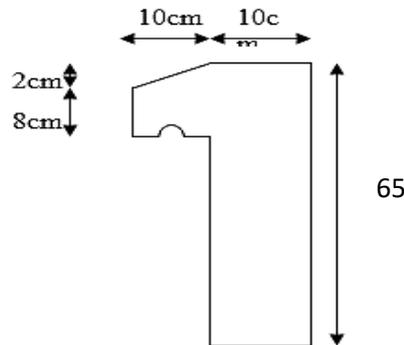


Figure. III 3:Type d'acrotère

Il est réalisé en béton armé, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastree au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure.

III.3.1. Évaluation des Charges :

Poids propre de l'acrotère $G = 2.1 \text{ KN/ml}$

Surcharge (la main courante) $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

Forces horizontales FP sont calculées par la formule suivante :

$$FP = 4A \times CP \times WP \dots \dots \text{RPA99version2003 (Art6.2.3)}$$

$A = 0,15$ Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa),

$CP = 0,8$ Facteur de force horizontale (tableau 6.1, RPA99/V2003).

$WP = Gac = 2.1$ KN/ml (Poids propre de l'acrotère).

$FP = 1.008$ KN/ml

$FP \leq 1,5Q$; $1.008 \leq 1,5$ (condition vérifiée)

Donc on fait le calcul avec Q.

III.3.2. Sollicitations :

a. État limite ultime :

$$N_u = 1.35N_G = 1.35 \times 2.1 = 4.935 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1.5N_Q \cdot h = 1.5 \times 0.100 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m/ml}$$

b. État limite de service :

$$N_{ser} = N_G = 2.1 = 2.1 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = N_Q = 0.100 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}}$$

III.3.3. Ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (Fig. III.2).

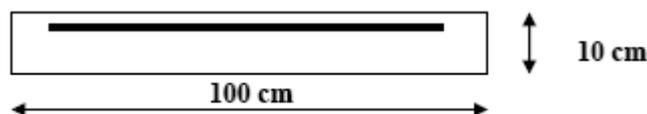


Figure. III 4: Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère

Les dimensions de la section :

$$h = 10 \text{ cm}$$

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

$$d = 0.9 h = 0.9 \times 10 = 09 \text{ cm}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que ce sont des éléments qui sont exposés aux intempéries, (variation de température, eau, neige, etc. ...). Le calcul se fera alors à l'ELU et à l'ELS.

a. Calcul à l'E.L.U :

Selon l'article A.4-4 du B.A.E.L91, on adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \text{ telque } e_1 = e_0 + e_a$$

- e_0 : Excentricité de la résultante des contraintes normales.
- e_1 : Excentricité dus aux effets de second ordre.
- e_a : Excentricité additionnelle.

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = 0.9 / 4.935 = 0.182 \quad m$$

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

Calcul de l'élanement :

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0,6 = 1.2 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ avec: } I = \frac{b \cdot h^3}{12}; B = b \times h; i = 0.029$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1.2}{0,029} = 41.38$$

$$\lambda_{max} \leq \max (50, \min [67 \times e_0/h, 100])$$

$$\lambda_{max} \leq 100$$

$$\lambda = 41.38 < 100$$

Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.

$$\alpha = 10(1 - Mu/1,5 \cdot M_{ser}) = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \cdot 0,1} \times 2 = 0,0086 \text{ m}$$

$$e_a > \max \left(2\text{cm}, \frac{l}{250} \right) = \max \left(2\text{cm}, \frac{65}{250} \right) \Rightarrow e_a = 0,02\text{m}$$

$$e_1 = 0.39 + 0.02 = 0.41\text{m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.41 + 0.182 = 0,592 \text{ m}$$

$$\text{On a: } \frac{l_f}{h} = 12$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15, \frac{20 \cdot e_1}{h} \right) = 82 \Rightarrow \text{On tiendra compte des effets du second ordre.}$$

On majore ; tel que la méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du second ordre en introduisant l'excentricité totale :

La sollicitation corrigée.

$$N'u = 4.935 \text{ KN}$$

$$M'u = N'u \times (e1 + e2) = 0.4935 \times 0,592 = 0.292 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M'u + N'u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 0.97 + 4.935 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 1.16 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

1ère étape : étape fictive :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.116}{0.09^2 \times 14.17} \times 10^{-2} = 0.0106 \Rightarrow \mu = 0.0109 < 0.186 \text{ domaine 1.}$$

$$\mu < 0.186 \Rightarrow \text{pas d'acier comprimé (SSAC)}$$

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

$$\alpha = 0.013$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.089 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A1 = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \left(\frac{0.116}{0.089 \times 348}\right) \times 10^{-2}$$

$$A_s = 0.37 \text{ cm}^2$$

2ème étape : Retour à la section réelle :

La section des armatures tendues dont la section réelle est (A_u).

$$A_u = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \sigma_s 10$$

$$A_u = 0.37 \times 10^4 - \frac{0.435 \times 10^{-2}}{348} = 0.36 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

b. Calcul à l'ELS :

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

$$N_{ser} = 2.1 \text{ KN/ml.}$$

Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.1} = 0.28 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 28 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{0.10}{6} = 0.0167 \text{ m} \Rightarrow e_1 = 1.67 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC)

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant par rapport au *c.d.g* des armatures tendues.

$$M_{ser}/A = M_{ser} + N_{ser} \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.6 + 2.1 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.684 \text{ KN.m/ml}$$

- La contrainte du béton est donnée / ELS : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- La contrainte de l'acier : Selon la rectification 99 du BAEL91 Art.A.4.5.33 (cas de fissuration préjudiciable)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2/3 f_e; \max \left(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} \times 0.09 = 0.047 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.09 - \frac{0.047}{3} = 0.074 \text{ m}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} b X \bar{\sigma}_{bc} Z = 1/2 (1 \times 0.047 \times 15 \times 0.074) = 0.026 \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{ser}/A = 0.684 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml} < M_1 = 0.026 \text{ MN.m/ml}$$

$M_{ser}/A < M_1 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées (SSAC)

$$A_{ser1} = \frac{M_{ser}}{z \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.067 \times 10^{-2}}{0.074 \times 201.63} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_{ser1} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = 0.45 \times 10^{-4} - \frac{0.21 \times 10^{-2}}{201.63}$$

$$\mathbf{A_{ser} = 0.34 \text{ cm}^2}$$

c. Condition de non fragilité :

$$A_{min} > \frac{0.23b_o d f_{t28}}{f_e} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s > \max (A_s; A_{ser}; A_{min})$$

Qui nous donne **4HA8** = les pacée de 25cm

d. Armature de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2$$

On adopte **4HA6** avec un espacement de 15 cm

e. Vérification au cisaillement:

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN / ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.017 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \Rightarrow$ Condition vérifiée

Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales, les armatures de répartition sont suffisantes.

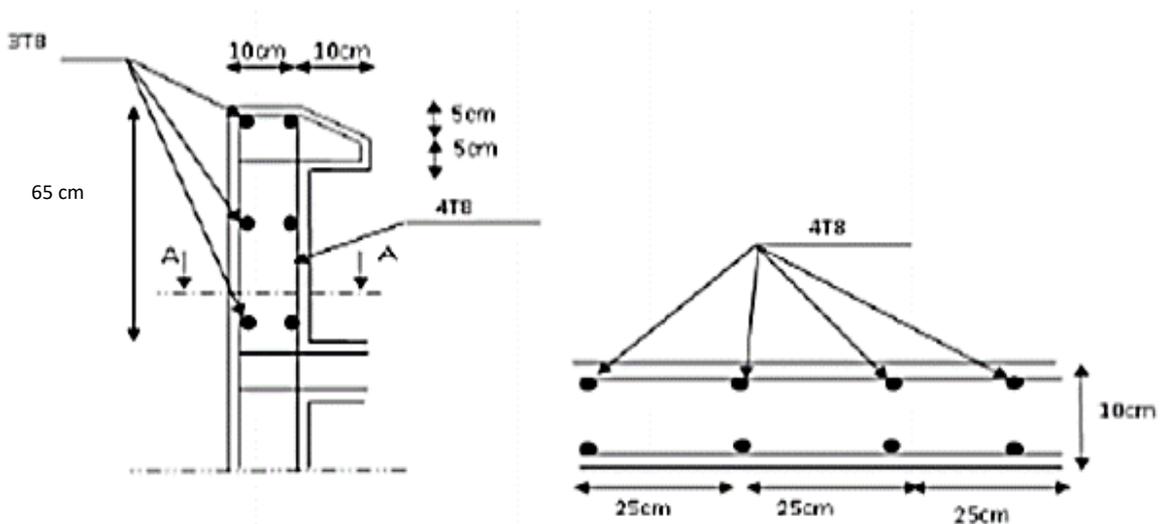


Figure.III 5:ferrailage acroter

III.4. L'escalier :

L'escalier travaille à la flexion simple. On considère la dalle comme une poutre sollicitée à une charge uniformément répartie, et en tenant compte des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Charges et surcharges :

- La volée : $\begin{cases} G_v = 8.024 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$
- Le palier : $\begin{cases} G_p = 5.15 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

Avec :

- G_v : Charge permanente de la volée.
- Q_v : Charge variable de la volée.
- G_p : Charge permanente du palier.
- Q_p : Charge variable du palier.

Pour le premier paillasse de RDC :

Schéma statique :

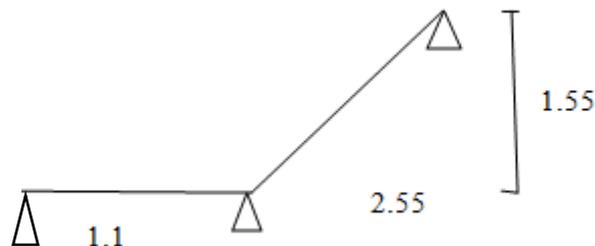


Figure. III 6:Schéma statique

Combinaisons des charges :

Selon (DTR B.C 2.2 / Art 7.1) pour une construction à usage d'habitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ Charge de mur extérieur :

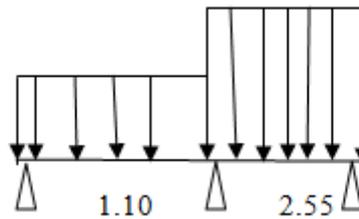
- L'ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q$

- L'ELS : $P_s = G + Q$

Tableau. III 1:Les combinaisons des charges d'escalier

Désignation	Palier	Paillasse
ELU	10.7	14.581
ELS	7.65	10.53

III.4.1. Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants :



	M max (KN·m)	Ma (KN·m)	Mt (KN)	Tu (KN)
E.L.U	22.30	11.16	18.96	24.47
E.L.S	16.09	8.04	13.86	17.63

Tableau. III 2:sollicitation des escaliers

III.4.2. Calcul de ferrailage :

a. Armatures longitudinales :

Travée :

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_b}$$

$$\mu_t = \frac{Mu}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu_t = \frac{18.98 \times 10^4}{14.16 \times 1 \times 13.5} = 0.073 < 0.32$$

$$A's = 0$$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.073}) = 0.094$$

$$\beta = (1 - 0.4 * \alpha) = 12.99cm$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta * \delta_s * d} = \frac{18.98 * 10^3}{12.99 * 348} = 4.20cm^2$$

Appuis :

$$\mu_t = \frac{M_u}{\sigma_b * b * d^2} \Rightarrow \mu_t = \frac{6.7 * 10^4}{14.16 * 1 * 13.5} = 0.026 < 0.32$$

$$A's = 0$$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.026}) = 0.033$$

$$\beta = (1 - 0.4 * \alpha) = 13.32cm$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta * \delta_s * d} = \frac{6.7 * 10^3}{13.32 * 348} = 1.44cm^2$$

b. Conditions de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2.1}{400} = 173.88 \text{ mm}^2 = 1.63cm^2$$

Donc $A_s = \max (A_{cal} = 1.35; A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2)$

On adopte : 4HA12 $\rightarrow A_s = 4.52 \text{ cm}^2$

c. Espacement :

$$S_t = \min(3ep ; 33cm) = 33cm$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25cm$$

d. Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.2}{4} = 1.05 \text{ cm}^2$$

On prend 3HA8 = 1.51cm²

e. Espacement entre les armatures

$$S_t \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = \min (68 \text{ cm} ; 45cm) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$S_t = 33\text{cm}$$

f. Ferrailage aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu_a = \frac{11.16 \times 10^3}{14.16 \times 1 \times 13.5^2} = 0.043 < 0.32$$

$$A's = 0$$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.048}) = 0.0392$$

$$\beta = (1 - 0.4 * \alpha) = 13.2\text{cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta * \delta_s * d} = \frac{11.16 * 10^3}{13.32 * 348} = 2.42\text{cm}^2$$

g. Condition de fragilité

$$A_{\min} = \max \left(\frac{b * h}{1000}; 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$= \max (1.35 ; 1.63) = 1.63\text{cm}^2 < 2.42\text{cm}^2$$

$$4\text{HA}10 = 3.15\text{cm}^2$$

h. Espacement

$$S_t = \min(3ep ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

i. Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.42}{4} = 0.60 \text{ cm}^2$$

On prend 3HA8=1.51cm²

j. Vérification à E.L.S

On vérifie que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\eta = 15$

$$h * A'_s (y - c') = 0$$

travée :

$$\frac{1}{2} b y^2 + n(d - y)A_s - n(d - y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times (13.5 - y) \times 4.52 = 0$$

$$50y^2 + 67.8y - 915.3 = 0$$

$$y_1 = 3.65$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n(d - y)^2 A_s + n(d - y)A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.65^3 + 15 \times (13.5 - 3.65)^2 \times 4.52 = 8199.03 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{13.68 \times 10^5 \times 3.65}{8199.03 \times 10^2} = 6.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.09 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Tableau. III 3: Vérification des contraintes à l'ELS

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	13.68	4.52	3.65	8199.03	6.09	Vérifié
appuis	8.04	3.15	3.13	6103.26	4.12	Vérifié

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{24.47 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.181 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.18 \text{ MPa}$$

la fissuration est considérée comme peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \min(3.33\text{MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.18\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{vérifié.}$$

k. Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{360} = 0.081 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CV} \\ \frac{15}{360} = 0.081 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{18.98}{10 * 22.33} = 0.085 \quad \text{CV} \\ \frac{4.2}{100 \times 13.5} = 0.003 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{CV} \end{array} \right.$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 8716.2 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{M_t L^2}{10 E_i I_{fi}} = 0.03 \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 0.72$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = 6.36$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0.45$$

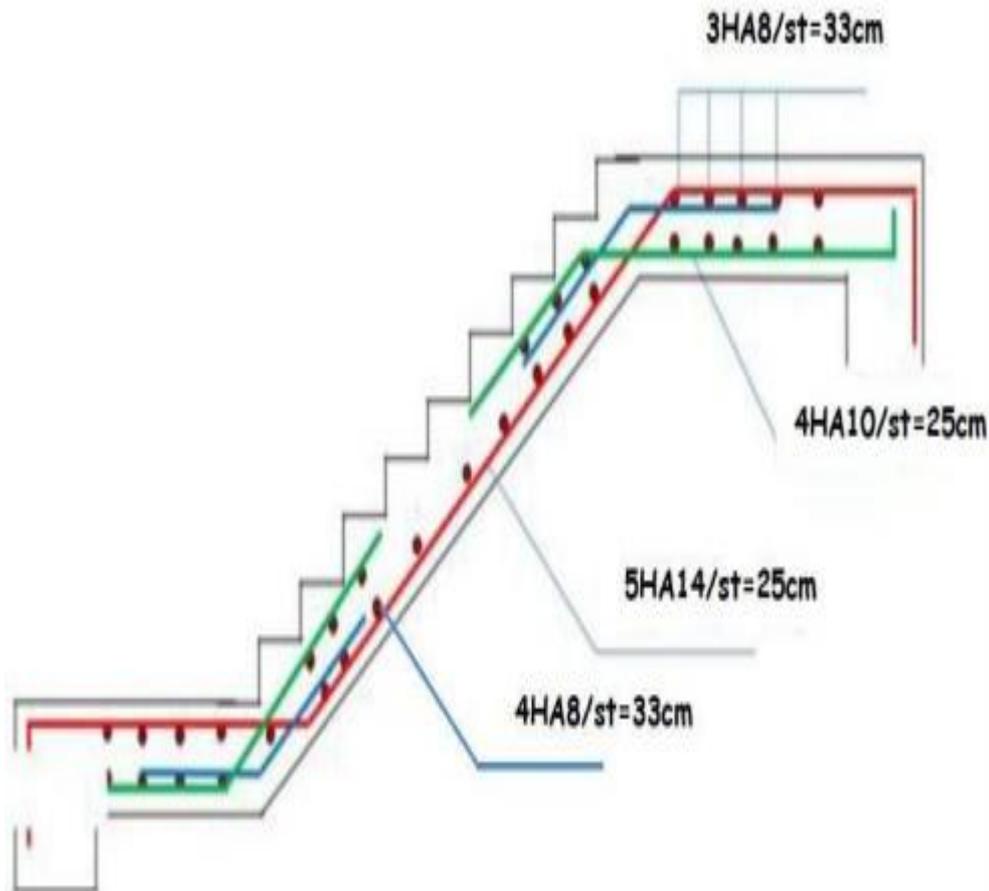


Figure. III 7:schéma de ferrailage

III.5. Les planchers :

Le rôle des planchers dans la structure Ils supportent les charges verticales, les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique. On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

III.5.1. Les Combinaison d'actions :

Tableau. III 4:Les combinaisons d'actions.

Désignation	Terrasse inaccessible	Étage courant
ELU	6.53 KN	6.06 KN/ml
ELS	4.77 KN	4.44 KN/ml

III.5.2. Disposition et type des poutrelles :

a. Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis)

b. Différents types de poutrelles :

Dans le cas de notre projet on plusieurs types de poutrelle sa étudiées :

- Plancher étage courant : on a deux types de poutrelles :

Type 1 : poutrelle sur 3 appuis à 2 travées.



Type 2 : poutrelle sur 3 appuis à 2 travées.



- Plancher terrasse inaccessible : on a un type de poutrelles :

Type 3 : poutrelle sur 6 appuis à 5 travées.



III.5.3. Méthodes de calculs :

- Choix de la méthode de calcul :

Elles sont calculées en flexion simple, comme des poutres continues (sur plusieurs appuis) en flexion simple. Il existe deux méthodes de calcul, la méthode forfaitaire et la méthode de Caquot (BAEL 91 (Article B.6.2, 210)).

III.5.4. Méthode de Caquot :

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevée ($Q > \min(5\text{KN/m}^2; 2G)$). Son principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre et de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

Méthode Forfaitaire (BAEL Annexe E1) :

Le BAEL91 (Art. B.6.210) propose cette méthode simplifiée pour déterminer les moments en appui et en travée.

Conditions d'application : (Annexe E1) :

- Plancher à sur charge modérée : ($Q \leq \text{Max}(2G; 5\text{KN/m}^2)$).
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq i/(i+1) \leq 1.25$.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées ($I = \text{constant}$)

- Fissuration peu nuisible (F.P.N)

Exposée de la méthode :

Soit une poutre continue soumise à une charge q.

Et Soit : avec α : Coefficient traduit l'importance.

Les moments en appuis :

Moment en appui de rive :

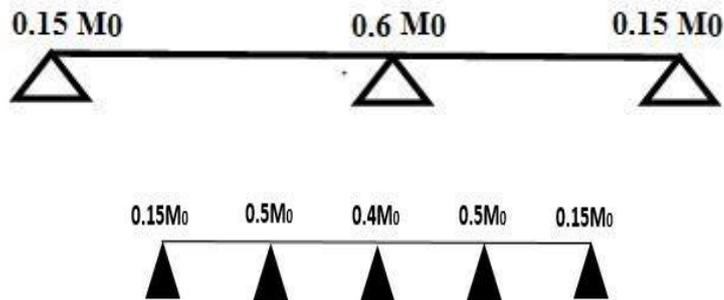
Les moments sont nuls (pas de ferrailage) mais le BAEL91 préconise de mettre des aciers



de fissuration équilibrant un moment fictif égal à : (-0.15).

Poutres à deux travées : Les moments sont de l'ordre de (-0.6M0).

Poutres à plus de deux travées :



Tel que :

M_0 : Le maximum des deux moments isostatiques en cadrant l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q * l_i}{8}$$

Les moments en travées :

Les moments en travées sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left[(1 + 0.3\alpha) * \frac{M_0}{2}; 1.05M_0 \right] \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t \geq (1 + 0.3\alpha) * \frac{M_0}{2} \text{ Pour travée intermédiaire } \dots\dots\dots(2)$$

$$M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) * \frac{M_0}{2} \text{ Pour travée de rive}$$

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

M_0 :Moment isostatique de la travée considérée.

Évaluation des efforts tranchants :

Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisins de rive).

Les efforts tranchants sont calculés :

$$v_0 = (q_u * l_i) \sqrt{8}$$

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15% s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
- 10% s'il s'agit d'une poutre plus de deux travées.

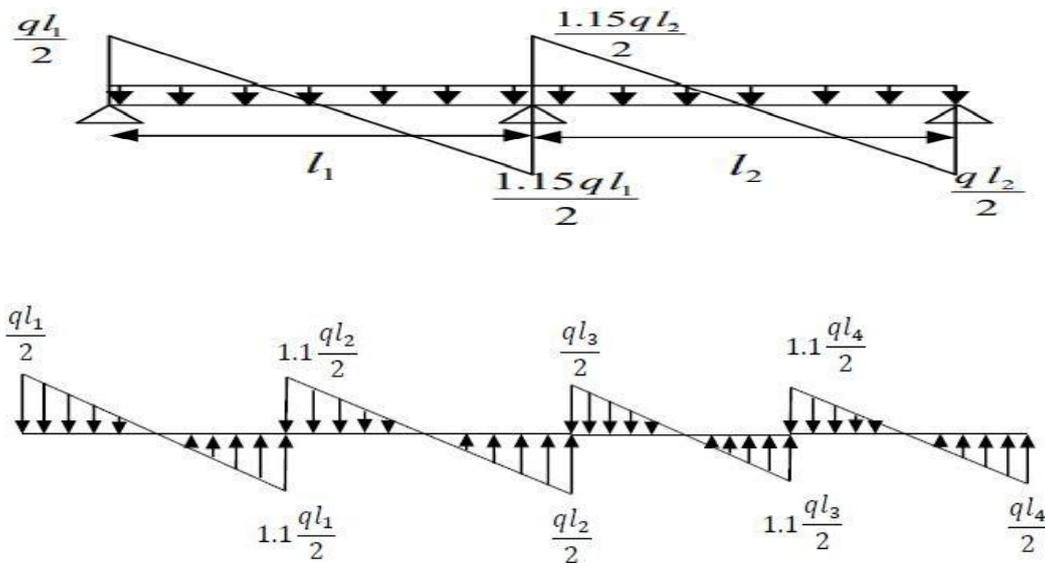


Figure. III 8:Évaluation des efforts tranchants.

Type 1 : (méthode de Caquot)

Planche étage courant et terrasse inaccessible

$$355/290 = 1.2 \leq 1.25 \rightarrow CV$$

- Les moments d'inerties elles sont constantes $\rightarrow CV$
- La fissuration est peu nuisible $\rightarrow CV$

Les conditions d'application sont vérifiées donc on utilise la méthode de forfaitaire.

Nous allons procéder aux calculs des sollicitations.

III.5.5. Détermination des sollicitations :

a - Plancher terrasse : Type 1

- ELU :

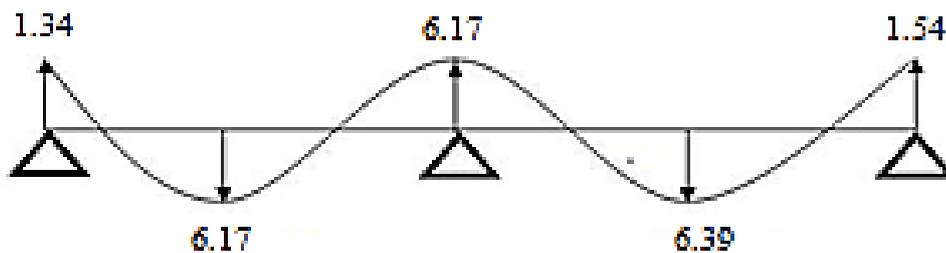
Travée	L(m)	qu(kN/m)	M0(kN.m)	Mg(kN.m)	Md(kN.m)	Mt(kN.m)	Vg(kN)	Vd(kN)
Travée1	3.55	6.530	10.290	-1.54	-6.17	6.39	11.59	-13.33
Travée2	2.9	6.530	6.860	-6.17	-1.54	4.26	-9.47	13.33

- ELS :

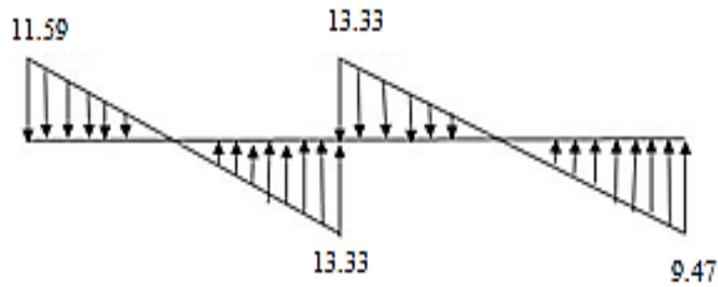
Travée	L(m)	qser(KN/m)	M0(kN.m)	Mg(kN.m)	Md(KN.m)	Mt(KN.m)	Vg(KN)	Vd(KN)
Travée1	3.55	4.76	7.5	-1.13	-4.5	5.63	8.45	-9.72
Travée2	2.9	4.76	5	-4.5	-1.13	2.48	-6.90	9.72

ELU:

- **Diagramme des moments :**



- **Diagramme de L'effort tranchant**



ELS: —

- Diagramme des moments :

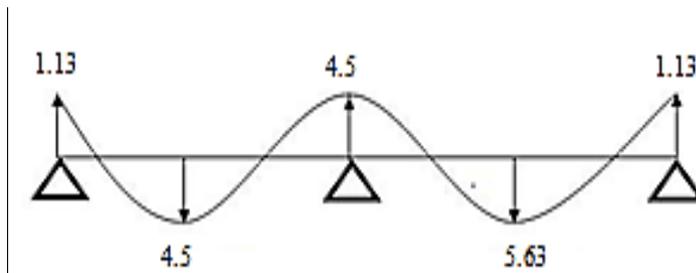
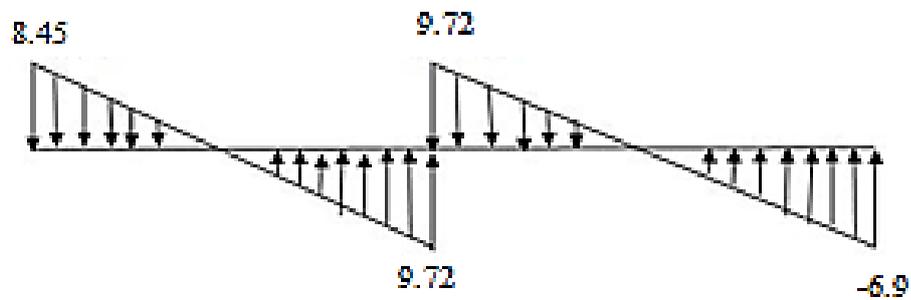


Diagramme de L'effort tranchant :



b - étage courant :

Type 1 :

ELU :

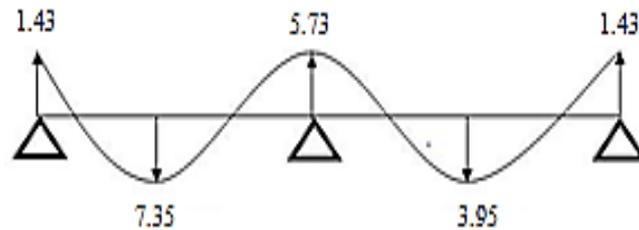
Travée	L(m)	qu(KN/m)	M0(KN.m)	Mg(KN.m)	Md(KN.m)	Mt(KN.m)	Vg(KN)	Vd(KN)
Travée1	3.55	6.06	9.55	-1.43	-5.73	7.35	10.76	-12.37
Travée2	2.9	6.06	6.37	-5.73	-1.43	3.95	-8.79	12.37

ELS:

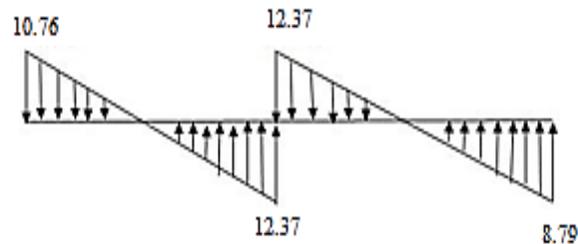
Travée	L(m)	qser(KN/m)	M0(KN.m)	Mg(KN.m)	Md(KN.m)	Mt(KN.m)	Vg(KN)	Vd(KN)
Travée1	3.55	4.4	6.93	-1.4	-4.16	5.33	7.81	-8.98
Travée2	2.9	4.4	4.63	-4.16	-1.04	2.87	-6.38	8.98

ELU:

- Diagramme des moments:

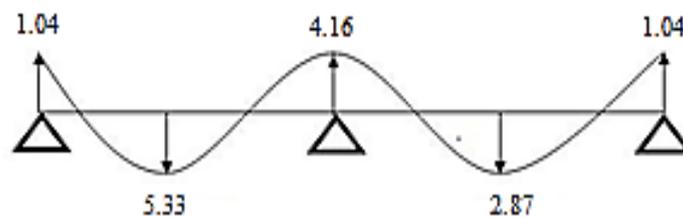


- Diagramme de L'effort tranchant :

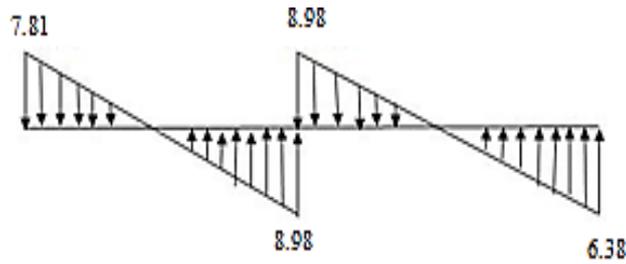


ELS :

- Diagramme des moments:



- Diagramme de L'effort tranchant:



Type 2 : planche étage courant et terrasse inaccessible

$$355/290 = 1.2 \leq 1.25 \rightarrow CV$$

Les moments d'inerties elles sont constantes $\rightarrow CV$

La fissuration est peu nuisible $\rightarrow CV$

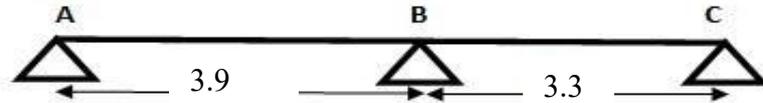
Les conditions d'application sont vérifiées donc on utilise la méthode de forfaitaire.

Nous allons procéder aux calculs des sollicitations.

Détermination des sollicitations :

a - Plancher terrasse :

Type 2(méthode de Caquot)



ELU:

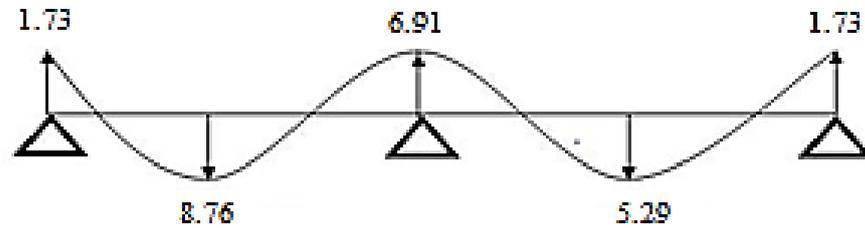
Travée	L(m)	qu(kN/m)	M0(kN.m)	Mg(kN.m)	Md(kN.m)	Mt(kN.m)	Vg(kN)	Vd(kN)
Travée1	3.9	6.530	12.42	-1.86	-7.45	9.32	12.73	-14.64
Travée2	3.3	6.530	8.9	-7.45	-1.86	5.62	-10.77	14.64

ELS:

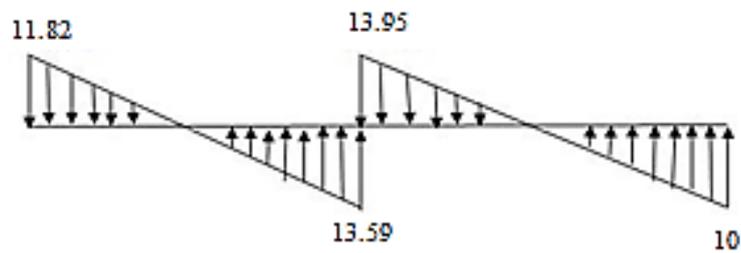
Travée	L(m)	qser(KN/m)	M0(kN.m)	Mg(kN.m)	Md(KN.m)	Mt(KN.m)	Vg(KN)	Vd(KN)
Travée1	3.9	4.76	9.05	-1.36	-5.43	6.79	9.28	-10.67
Travée2	3.3	4.76	6.47	-5.43	-1.36	4.08	-7.85	10.76

ELU :

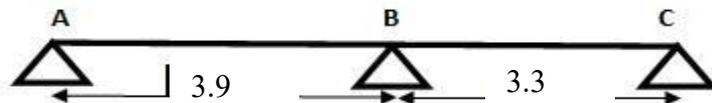
Diagramme des moments:



- Diagramme de L'effort tranchant



- Etage courant



ELU :

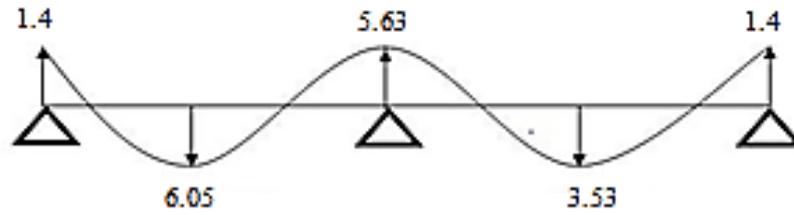
Travée	L(m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Travée1	3.9	6.06	11.52	-1.73	-6.91	8.76	11.82	-13.59
Travée2	3.3	6.06	8.25	-6.91	-1.73	5.29	-10	13.59

ELS :

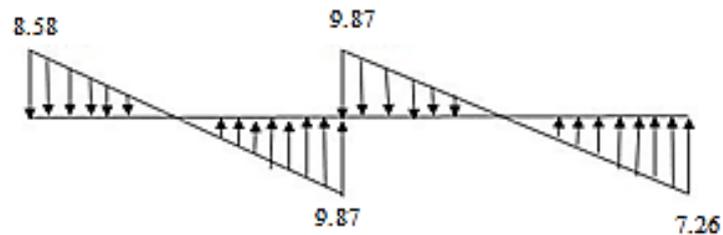
Travée	L(m)	q_{ser} (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Travée1	3.9	4.4	8.36	-1.14	-5.63	6.05	8.58	-9.87
Travée2	3.3	4.4	5.99	-5.63	-1.4	3.53	-7.26	9.87

ELU :

- Diagramme des moments:



- Diagramme de L'effort tranchant:



- Dimensions de la poutrelle:

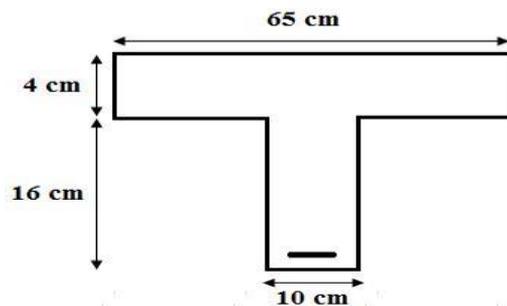


Figure. III 9: Coupe d'une poutrelle.

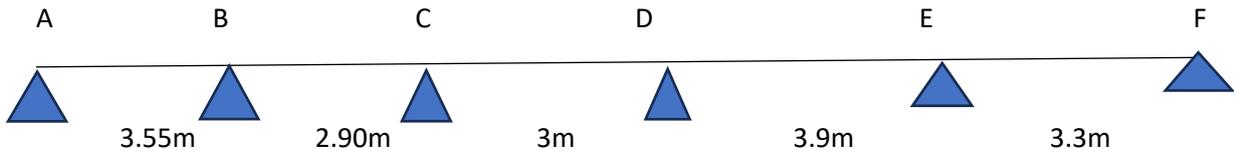
Remarque:

Pour le calcul du ferrailage et la vérification de la flèche on a :

$$b = 65 \text{ cm} \quad b_0 = 10 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm} \quad h_0 = 4 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}, f_{bu} = 14.17 \text{ MPa} \quad = 400 \text{ MPa}; 28 = 25 \text{ MPa}$$

Type 3:(Méthode Forfaitaire)



$$\frac{L_i}{l_{i+1}} = \frac{355}{290} = 1.22 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{290}{300} = 0.97 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{l_i}{l_i + 1} = \frac{300}{390} = 0.8 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{l_i}{l_i + 1} = \frac{390}{330} = 1.18 \dots \dots \dots CV$$

La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. Condition vérifiée

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées donc **la méthode forfaitaire** est applicable.

III.5.6. Calcul des coefficients :

M₀ : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée est soumise aux mêmes charges (moments isostatique) M_w, M_e, M_t : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauches, de droites ainsi que celle du moment en travée.

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

Les valeurs prise pour M_t, M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

a. Calcul des moments statiques

M₀ : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison

Plancher terrasse inaccessible

ELU :

	M ₀	M _a	M _t	T _e	T _w
--	----------------	----------------	----------------	----------------	----------------

A-B	10.29	1.54	7.38	12.76	11.60
B-C	6.86	5.14	4.28	9.47	10.41
C-D	7.35	4.96	5.28	9.79	9.79
D-E	12.41	6.20	7.35	14	12.73
E-F	8.89	1.33	5.52	10.77	11.85

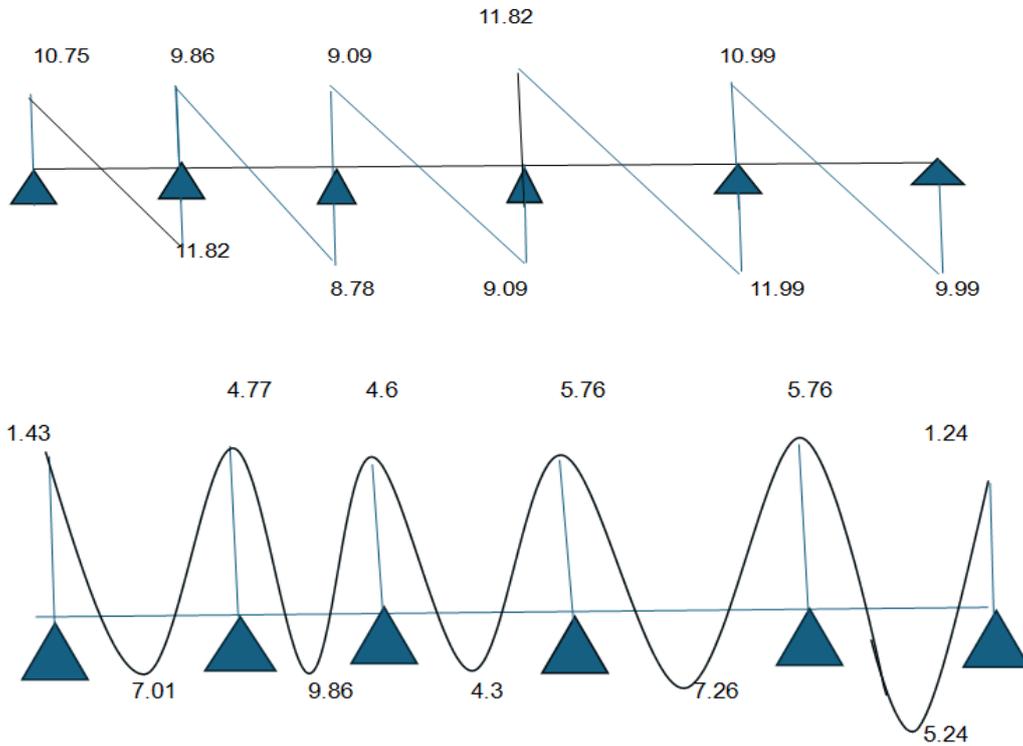
E L S :

	M_0	M_a	M_t	T_e	T_w
A-B	7.3	1.09	5.23	9.32	8.47
B-C	5.01	3.65	3.11	6.92	7.60
C-D	5.36	3.62	3.32	7.15	7.15
D-E	9.07	4.53	5.63	10.23	9.3
E-F	6.49	0.97	4.03	7.87	8.66

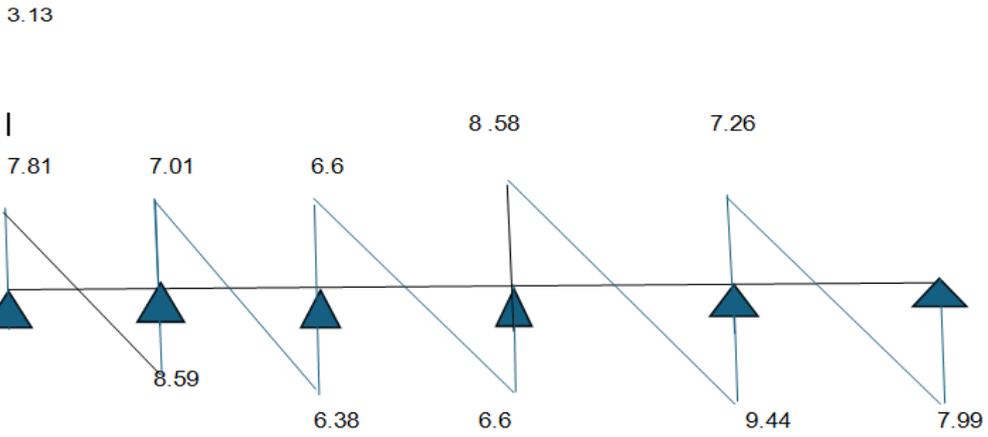
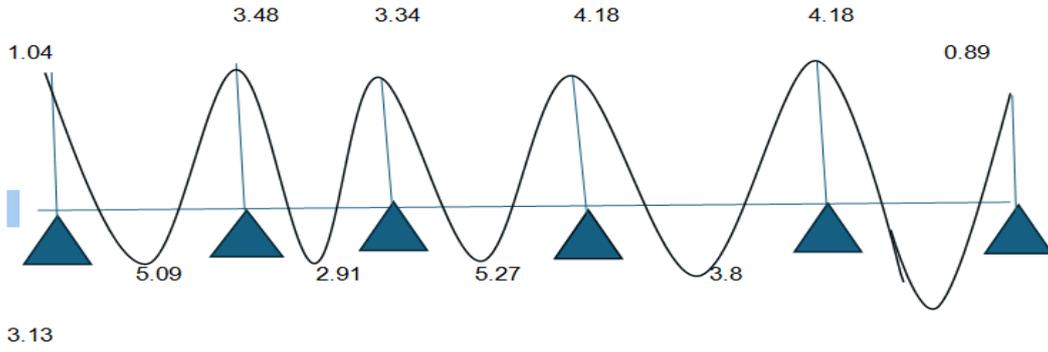
- Les diagrammes

Etage courant

ELU:

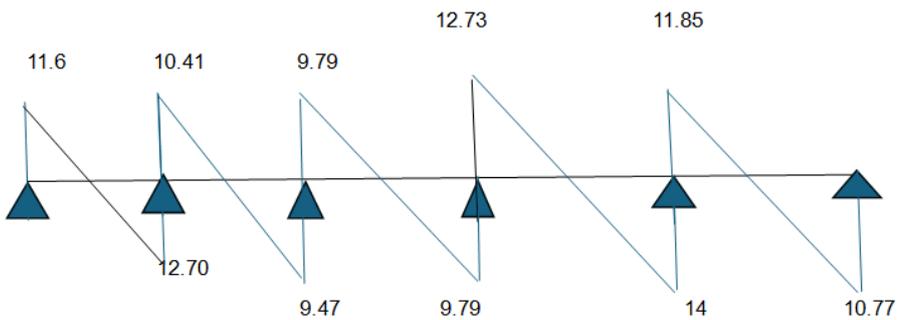
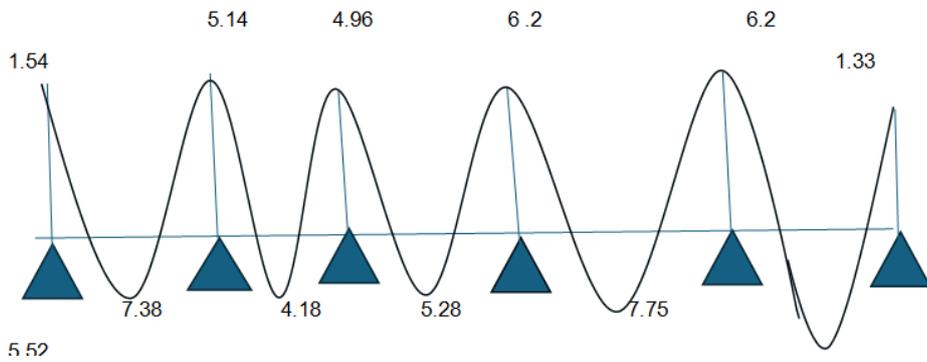


ELS:

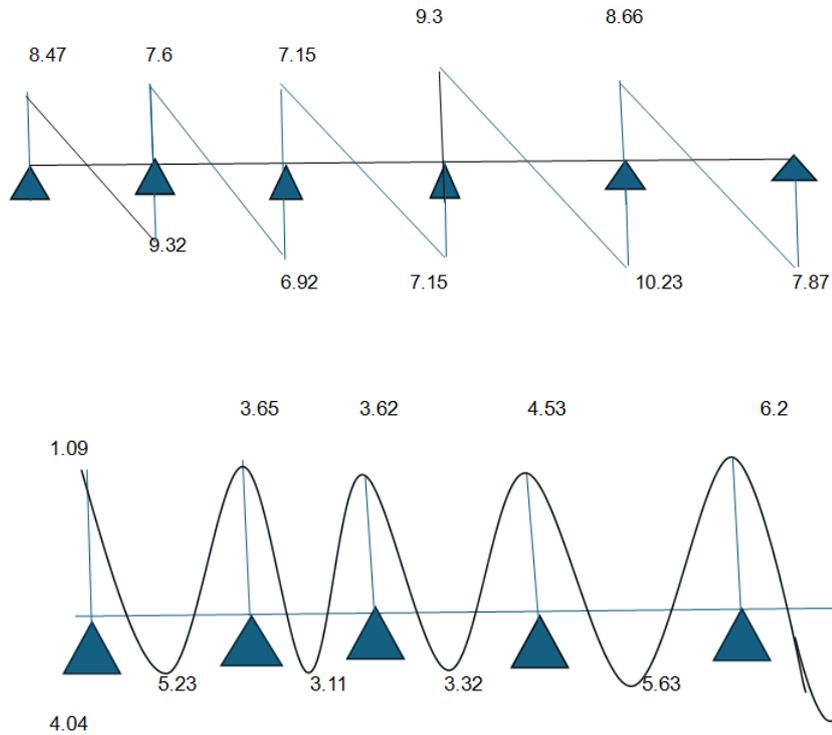


Terrasse inaccessible

ELU:



ELS:



Plancher étage courant :

ELU :

	M_0	M_a	M_t	T_e	T_w
A-B	9.54	1.43	7.01	11.82	10.75
B-C	6.37	4.77	4.01	8.78	9.66
C-D	6.82	4.6	4.3	9.09	9.09
D-E	11.52	5.76	7.26	12.99	11.82
E-F	8.25	1.24	5.24	9.99	10.99

ELS :

	M_0	M_a	M_t	T_e	T_w
A-B	6.93	1.04	5.09	8.59	7.81
B-C	4.62	3.46	2.91	6.38	7.01
C-D	4.95	3.34	5.27	6.6	6.6
D-E	8.36	4.18	3.8	9.44	8.58
E-F	5.98	0.89	3.13	7.99	7.26

III.5.7. Calcul des armatures :

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M^{max}=7.26 \text{ KN. m}$$

$$M_d^{max} = 5.76 \text{ KN. m}$$

a. Calcul à l'ELU :

Calcul des Armatures longitudinales :

- **Armature en travée :**

Le moment équilibré par la table de compression

$M_t = 59,072 \text{ KN. m} > M_t = 7.26 \text{ KN. m} \rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{c28}} \leq 0.392 \quad \text{CV}$$

$$Z = d * (1 - 0.2\alpha)$$

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

$$A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_{st}}$$

M_t	μ_b	α	Z	σ_{st}	As	On adopte
7.26	0.024	0.03	17.89	348	1.17	3HA10=2.35cm ²

- **En appuis**

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire (b 0 x h)

$$M_{amax} = 5.76 \text{ KN. m}$$

M_t	μ_b	α	z	σ_{st}	As	On adopte
5.76	0.09	0.11	17.20	348	0.94	2HA10=1.57cm ²

Calcul des armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{max}\right)$$

$$\min\left(\frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 10\right) = 0.57 \text{ cm}$$

$\phi 1.02 > 0.571$ on prend 6 mm

On adopté 2 ϕ 6 $\rightarrow A_T = 0.571 \text{ cm}^2$

$$S_t = \frac{0.57 * 400}{10 * 0.4}$$

En prend $S_t = 16 \text{ cm}$

Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la contrainte tangentielle:**

On doit vérifier que:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{MPa}) \text{ «Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25 \text{MPa}, 5 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_{u \max}}{b_{0 \max} * d} = \frac{11.82 * 10^3}{100 * 180} = 0.66 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.66 < \bar{\tau}_u = 3.25 \dots \dots \dots \text{cv}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 * 10 * 18 * \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{cm}^2$$

En travée :

$$A_t = 2.35 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0.22 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

En appuis:

$$A_a = 1.57 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0.22 \text{cm}^2$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

On doit vérifier que : $\tau_{se} > \bar{\tau}_{se}$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_{u \max}}{0.9 * d * \sum \mu} = \frac{11.82 * 10^3}{0.9 * 180 * 3 * 10 * 3.14} = 0.77 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{Mpa} > \tau_{se} = 0.77 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$v_{u \max} \leq 0.267 * b_0 * a * f_{c28}$$

$$v_{u \max} \leq 0.267 * 0.10 * 0.9 * 0.18 * 25 * 10^3 \leq 108.13$$

- **Appuis de rive :**

$$v_{u \max} = 10.99 \text{KN} < 108.13 \text{KN} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$v_{u \max} = 11.82 \text{KN} < 108.13 \text{KN} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

$$\text{On doit vérifier que : } A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(v_{u \max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right)$$

- **Appuis de rive :**

$$A = 1.57 \geq \frac{1.15}{400 * 10^{-1}} \left(10.99 + \frac{1.24}{0.9 * 0.18} \right) = 0.53 \text{cm}^2$$

$$A = 1.57 \text{cm}^2 \geq 0.53 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

- Appuis intermédiaires :

$$A = 1.57 \geq \frac{1.15}{400 \cdot 10^{-1}} \left(10.99 + \frac{5.76}{0.9 \cdot 0.18} \right) = 1.36 \text{ cm}^2$$

$$A = 1.57 \text{ cm}^2 \geq 1.36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires:

On doit vérifier que : $\sigma_{bcmax} = \frac{v_{umax}}{b_0 \cdot a} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Avec : $a = 0.9d$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.3 \cdot 25 / 1.5 = 21.66 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bcmax} = \frac{11.82 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 180 \cdot 100} = 0.72 \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{cv}$$

ELS:

Etat limite de compression du béton :

- Aux travées :

$$M_{tmax} = 5.27 \text{ Kn.m}$$

- La contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \cdot 2.35}{18 \cdot 10} = 1.3$$

$$\beta_1 = 0.48 \rightarrow k = 0.05$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{5270}{0.48 \cdot 18 \cdot 2.35} = 259.55 \text{ Mpa} \leq 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 0.05 \cdot 259.55 = 12.97 < 17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- Aux appuis :

$$M_{amax} = 4.18 \text{ Kn.m}$$

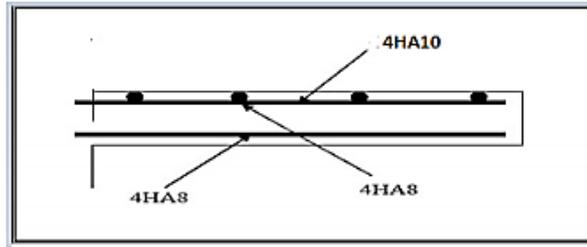
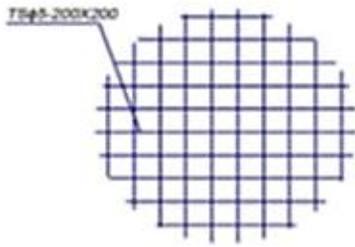
- La contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \cdot 1.57}{18 \cdot 10} = 0.87$$

$$\beta_1 = 0.65 \rightarrow k = 0.04$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{4180}{0.65 \cdot 18 \cdot 1.57} = 227.55 \text{ Mpa} \leq 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 0.04 \cdot 227.55 = 9.10 < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{cv}$$



III.6. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pu déterminer le ferrailage des éléments secondaires de notre structure, et ceci on répond à toutes les exigences du RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié en 99, et le CBA 93.

$$M = \frac{ql^2}{8}$$

Chapitre IV :
Modélisation de
structure et étude
dynamique

IV.1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, pouvant causer d'importants dégâts matériels et humains, En raison de son imprévisibilité et de sa dangerosité, il est essentiel de considérer avec sérieux. L'étude sismique afin de concevoir des structures capables de résister à ce type de phénomène et d'en limiter les conséquences. Cela souligne l'importance de la construction parasismique, qui pose généralement sur une analyse dynamique.

Objectif de l'étude dynamique

L'étude parasismique permet d'évaluer les valeurs caractéristique les plus défavorables de la réponse d'une structure face aux séismes, ainsi que de dimensionner les éléments porteur de manière à garantir une sécurité jugée suffisante pour l'ensemble de l'ouvrage, tout en assurant le confort des occupants.

IV.2. Choix De La Méthode De Calcul 4.1.1. (Rpa Page 38)

Méthodes utilisables :

Selon « le RPA99 version 2003 », le calcul des forces sismiques peut être réalisé selon trois méthode principales (1) :

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

IV.3. Méthode Statique Équivalente : (Rpa P38)

IV.3.1. Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est

équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément. C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures

IV.3.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : x tous groupes

Zone II : x groupe d'usage 3 x groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m. x groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m. x groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : x groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m. x groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m. x groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV.3.3. Méthodes modale spectrale :

Elle peut être utilisée dans tous les cas, notamment lorsque la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Méthode réservée aux cas particuliers, mise en œuvre par un personnel qualifié. Elle nécessite la justification du choix des séismes de calcul, des lois de comportement, ainsi que des critères d'interprétation des résultats et de sécurité.

Modélisation DE LA STRUCTURE :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante, les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés { ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié. L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul robot.

Présentation du logiciel de calcul Robot™ Structural Analysis :

Ce logiciel est un outil collaboratif puissant et rapide permettant de calculer, modéliser, analyser et dimensionner divers types de structures d'ingénierie (bâtiments, ouvrages publics, infrastructure hydrauliques).

Il propose de nombreuses b fonctionnalités pour réaliser des analyses statiques et dynamiques, et pour vérifier les structures en béton armé.il facilité aussi l'interprétation des résultats et le dimensionnement selon la méthode des éléments finis, en fournissant un rapport de calcul détaillé

Etude pratique : modélisation de la structure sur ROBOT :(FOLL HD important)

Etapas de réalisation du projet sur Robot :

Préférences de la tâche :

1. Choix de type de la structure :

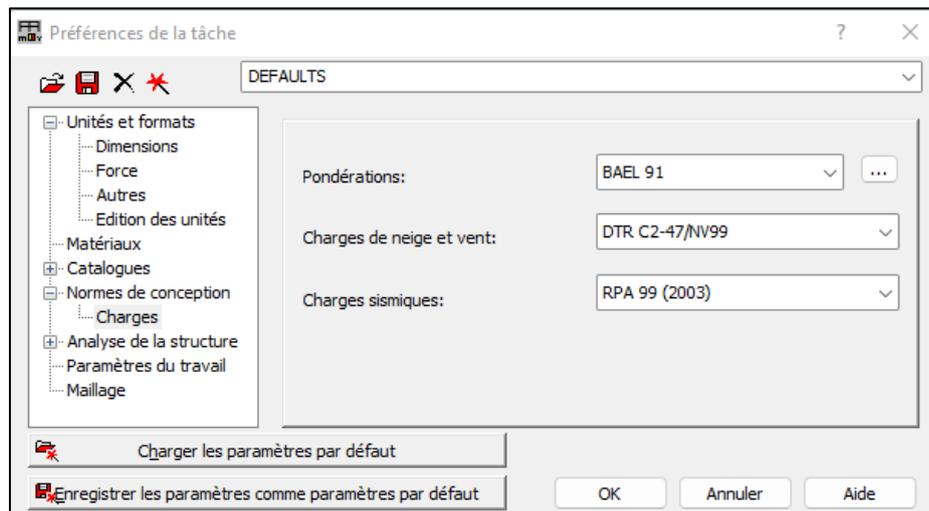
Le choix de la structure à étudier s'effectue à partir de cette fenêtre :



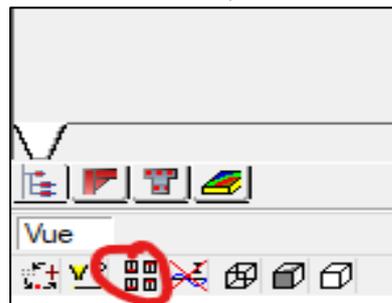
Figure. IV 1: Choix de la structure à étudiée.

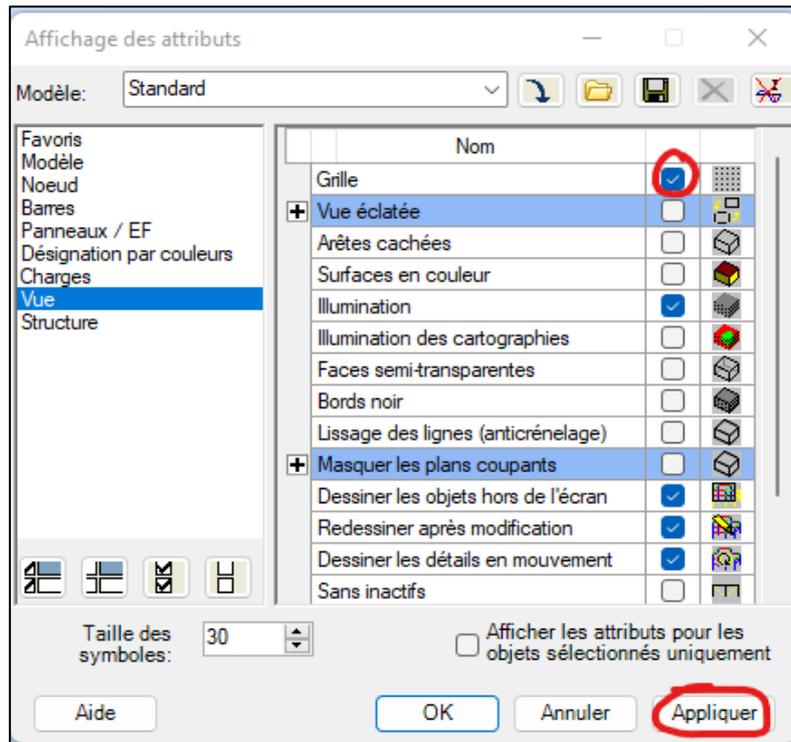
Configuration de préférence de l'affaire :

Pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire on accède à la commande « **préférence de la tâche** », en cliquant sur l'icône « **outil** ».



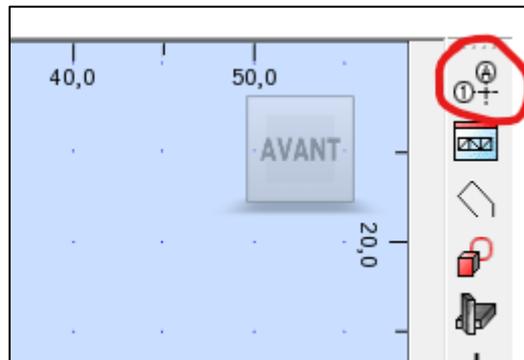
Pour éviter des erreurs de modélisation, désactiver l'accrochage de la grille



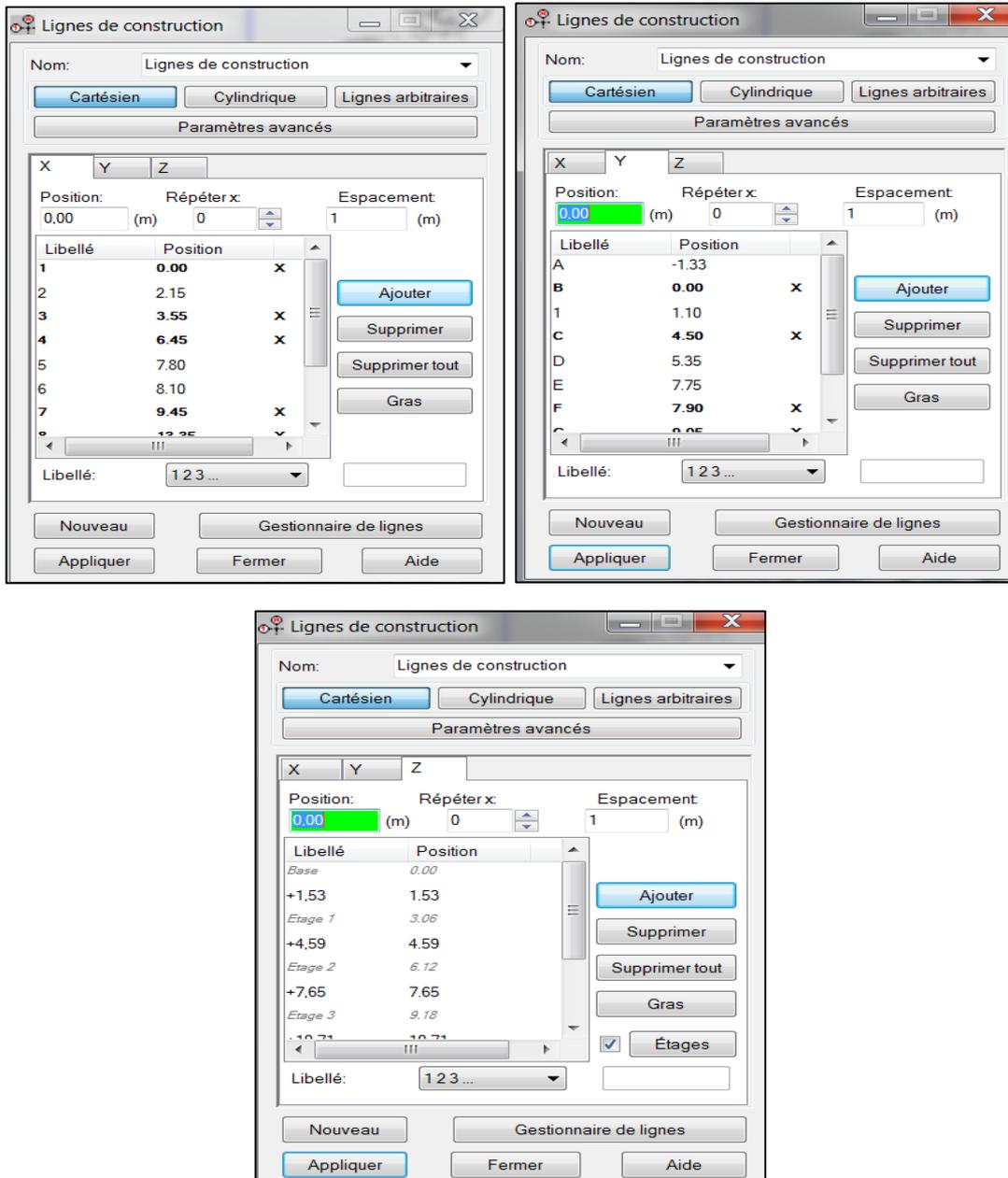


Lignes de construction pour suivant les 3 axes (x,y,z) :

Dans le menu« **Structure** », on clique sur l'icône  Lignes de construction.



Les cotes de ces lignes seront introduites dans les fenêtres données dans le système de coordonnées cartésiennes.



On aura le résultat suivant :

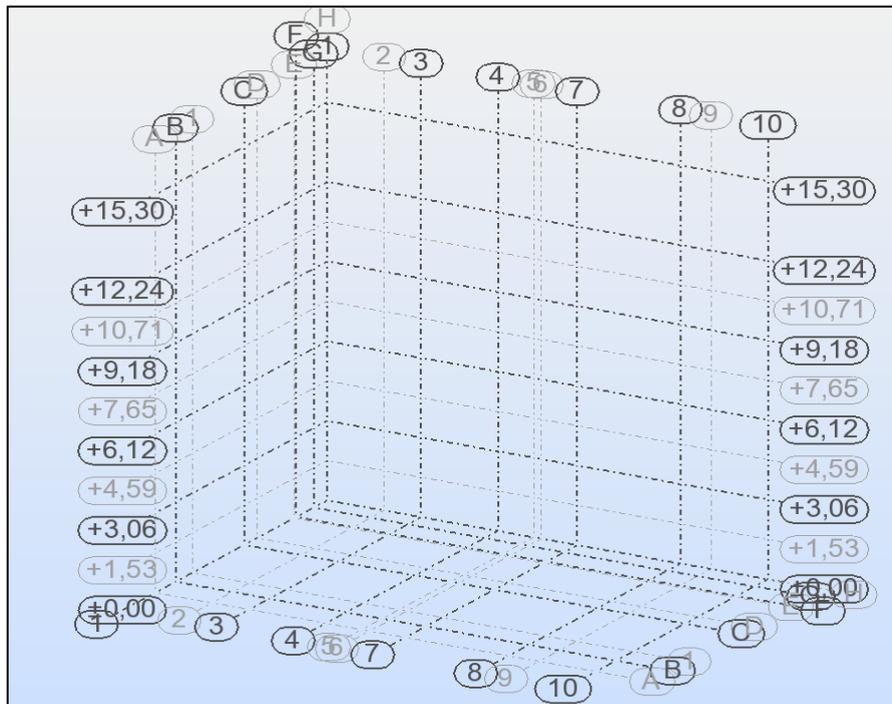
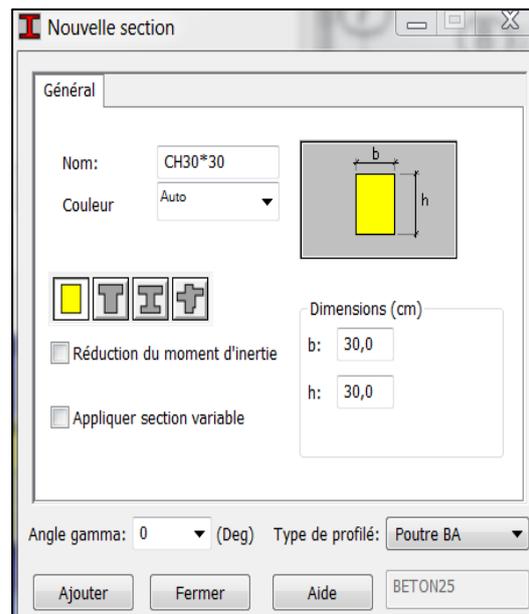
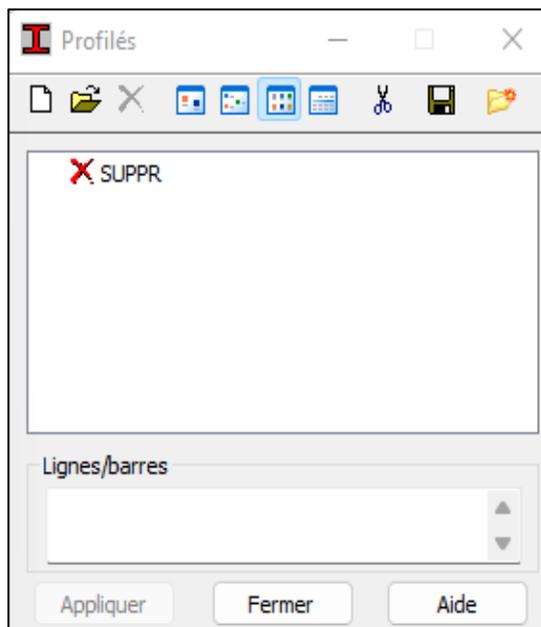


Figure. IV 2: Espace de travail obtenu

Définir les sections transversales (Profils des barres) :

Cette étape nous permet de définir les différentes sections transversales qui existent dans la structure. Dans le menu « **structure** » → « caractéristiques » → « profils de barres »,

Il apparait la boîte de dialogue ci-après, et on définit un nouveau profilé on clique sur 



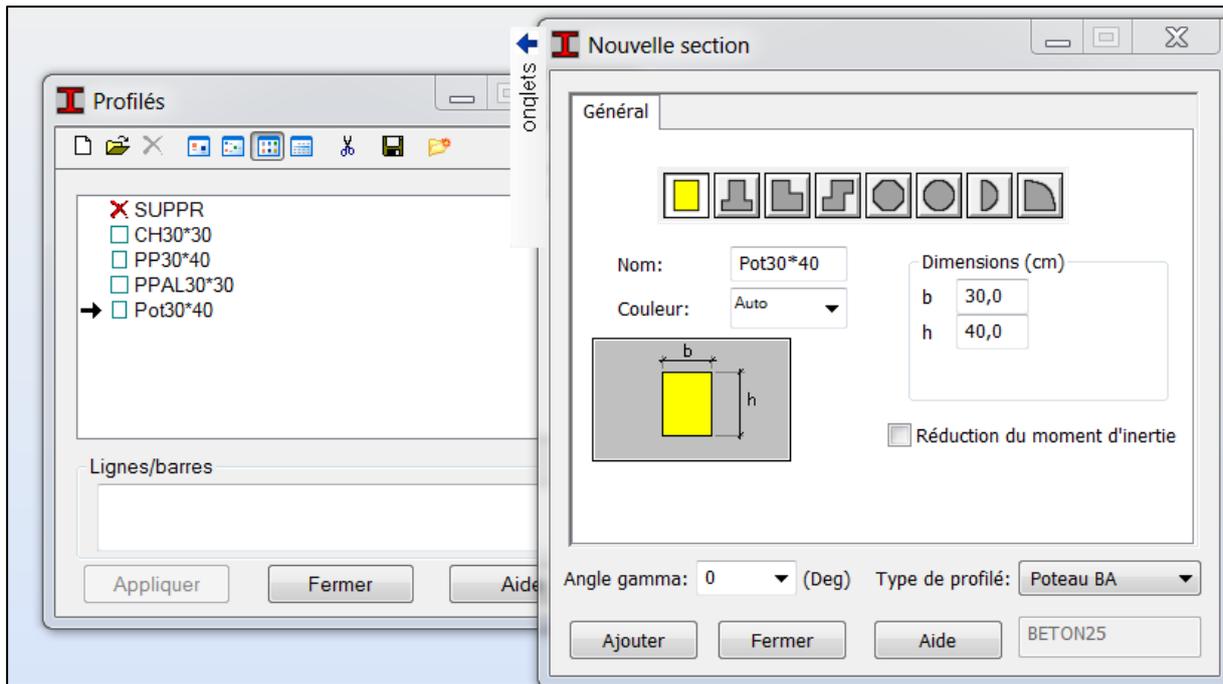


Figure. IV 3: Choix des profils de barres.

Affectation des sections transversales (création des barres) :

Dans le menu « **structure** », on clique sur l'icône  « **barre** » pour choisir l'élément (poutre, poteau) et sa section, puis on les affecte suivant les lignes de construction.

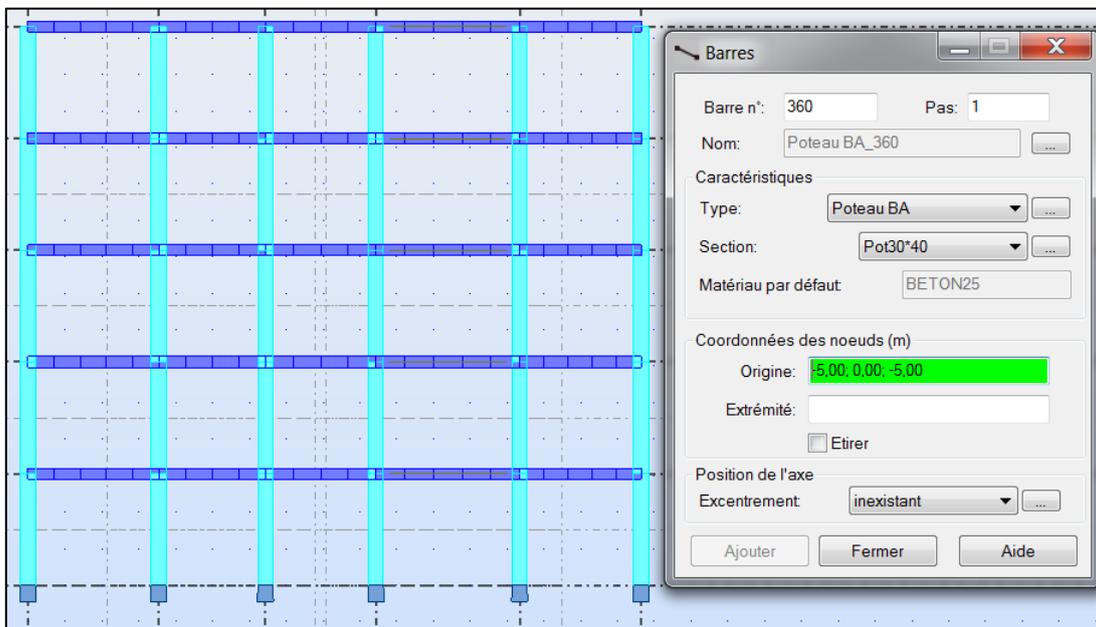


Figure. IV 4: Modélisation des poteaux

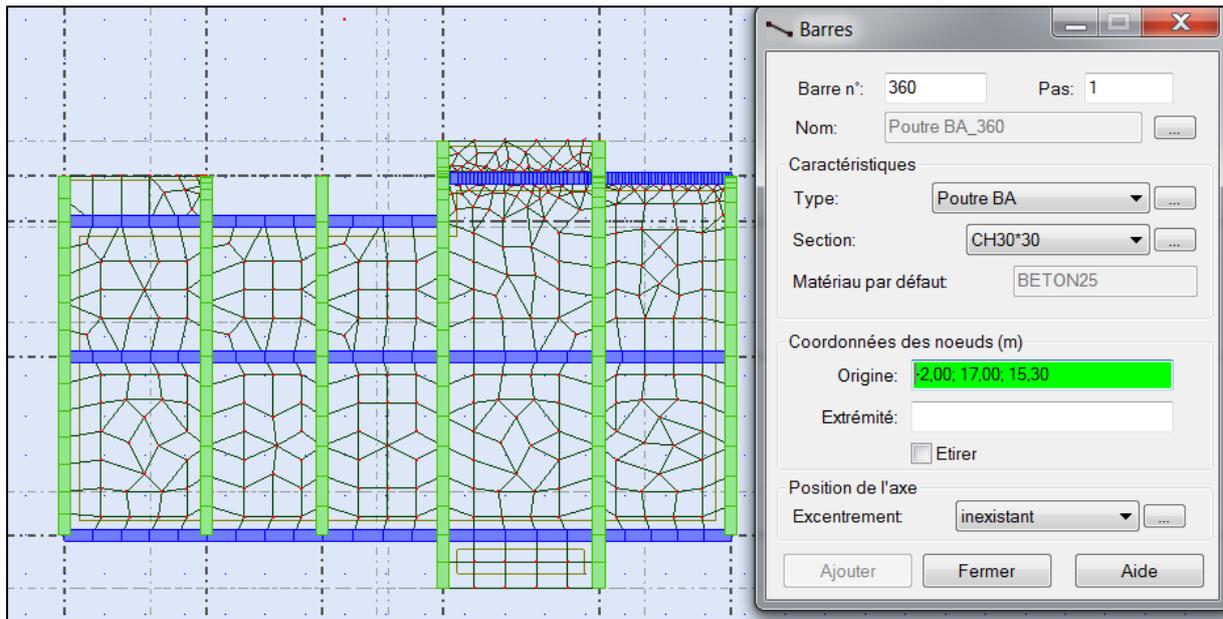


Figure. IV 5:Modélisation des poutres

2. Création des panneaux :

Afin de créer des panneaux dans la structure, on sélectionne le type de structure appropriée. Dans le menu « **structure** » → « **type de structure** », on choisit la case « **Etude d'une coque** ».

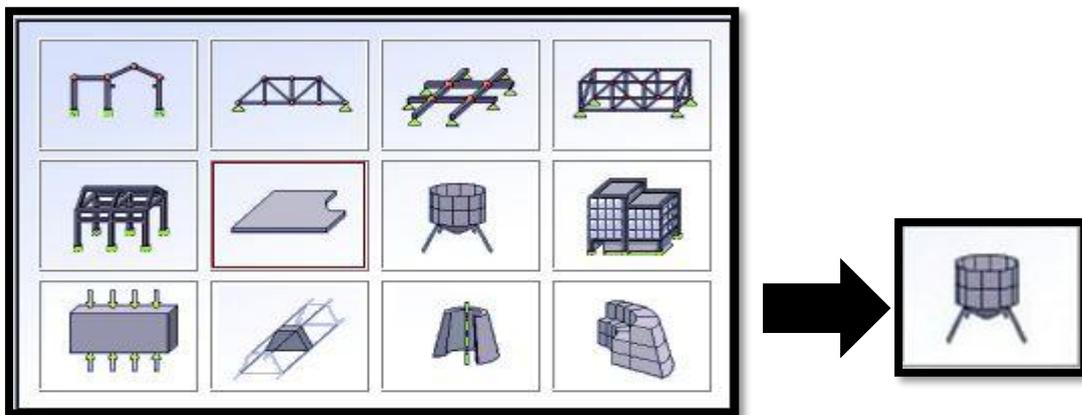


Figure. IV 6:Création des panneaux

Pour accéder à la boîte de dialogue « **épaisseur EF** » on sélectionne dans le menu « **structure** » « **caractéristique** » et on clique sur l'icône , après un clic sur l'icône , « **définir nouvelle section** » et sur l'onglet « **uniforme** » on introduit le nom, l'épaisseur et sa variation ainsi que le matériau du panneau.

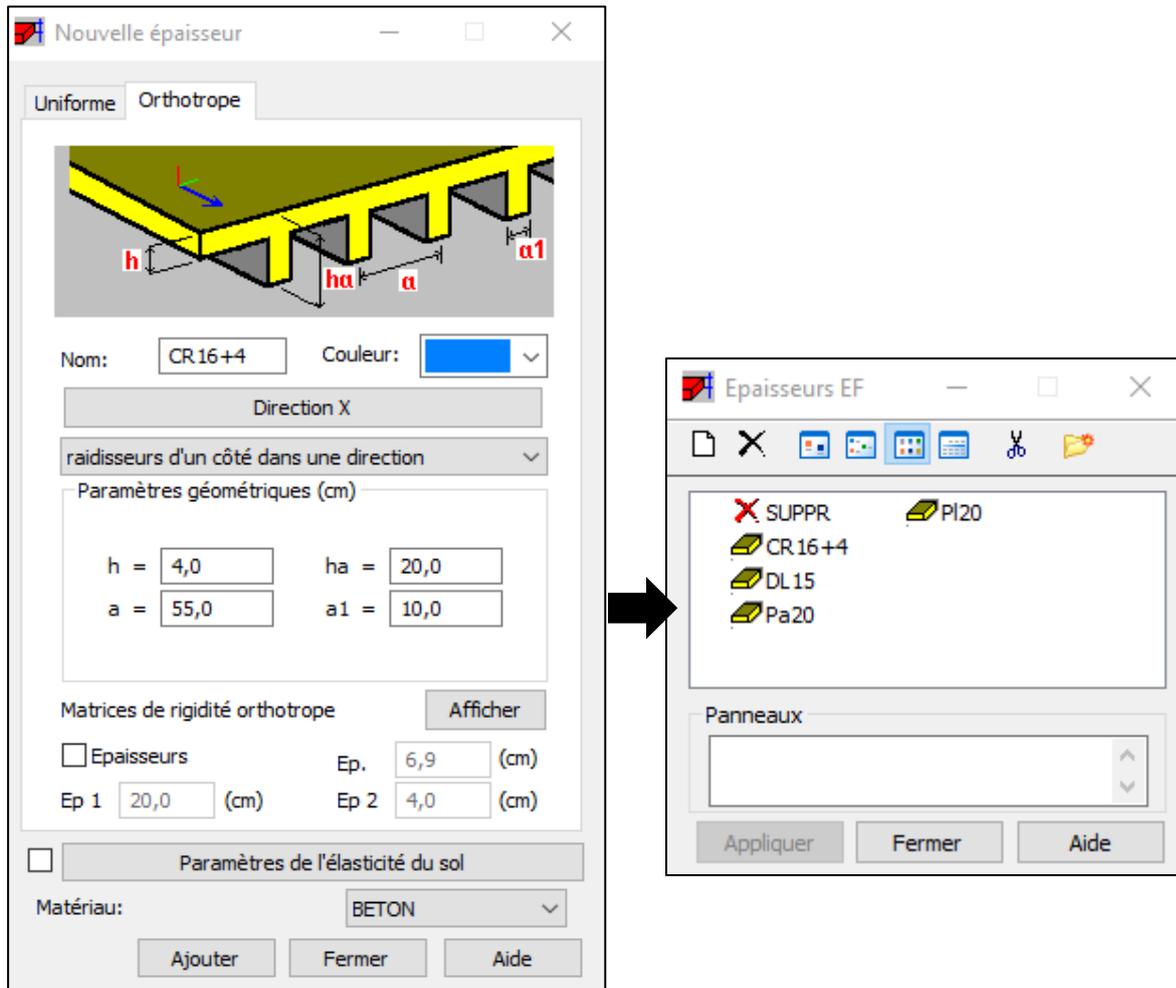


Figure. IV 7:Épaisseur des panneaux.

Définition des degrés de liberté des nœuds de la base :

Afin d'effectuer les appuis dans notre structure on clique sur l'icône  « appuis », on choisit les encastremets nodaux pour les nœuds et les encastremets linéaire pour les voiles (bords des contours).

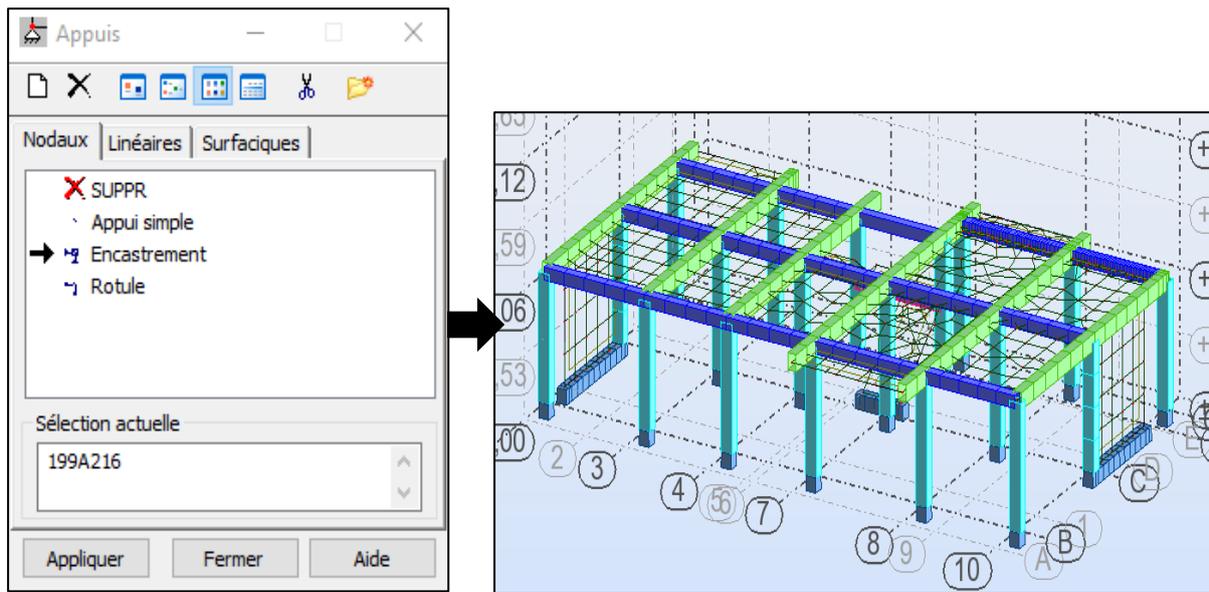


Figure. IV 8: Définition des appuis

Définition des cas de charges :

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, on clique sur l'icône  « cas de charges », on choisit le nom et la nature de la charge puis on clique sur « nouveau ».

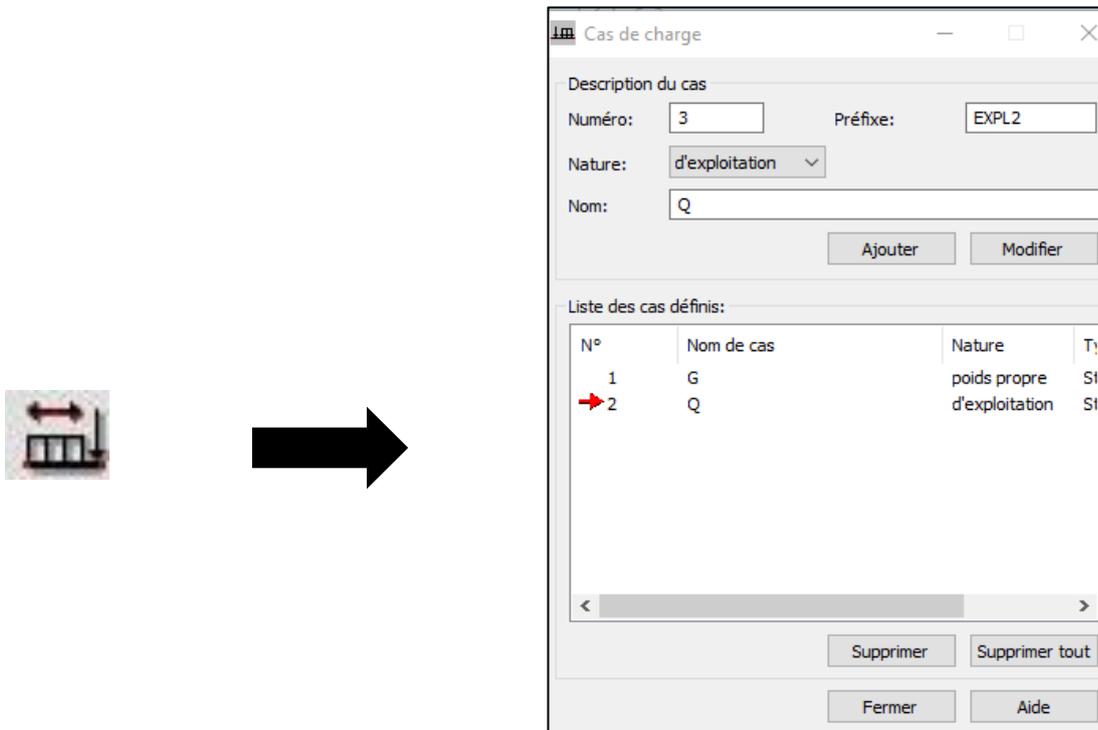
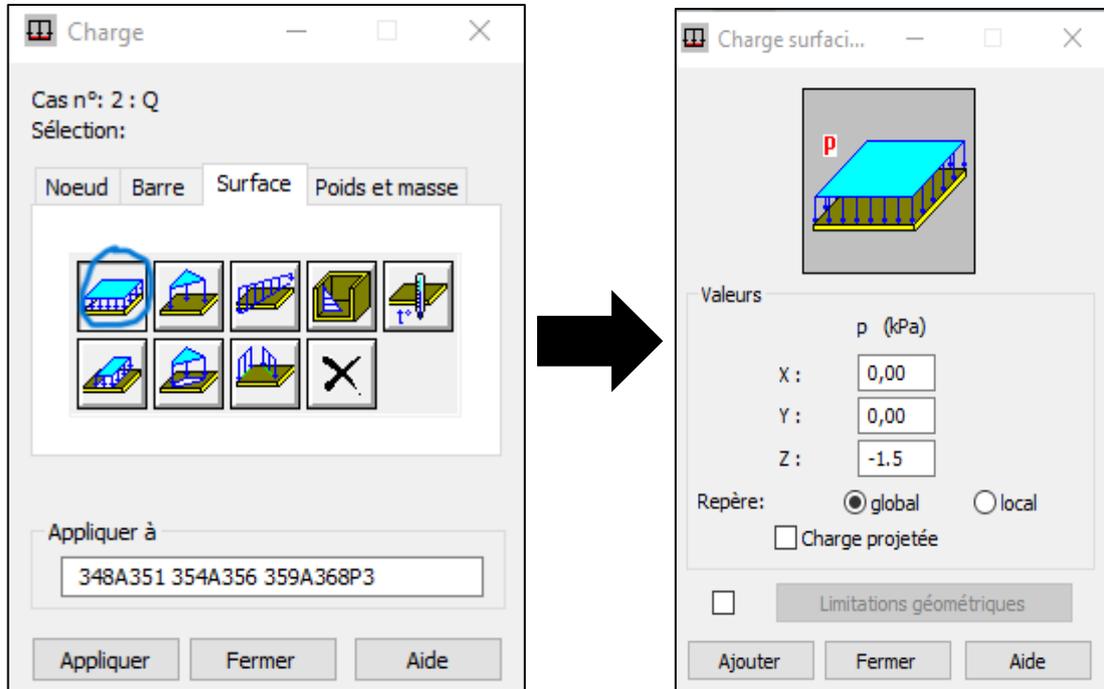


Figure. IV 9: Définition des charges

Chargement de la structure :

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation), puis on sélectionne dans le menu « charge », « autres charges », « charge surfacique sur barre par objet 3D », on introduit la valeur de G ou Q dans la zone « charge ».



Puis on clique sur « Définir » pour définir le contour du plancher qui est soumis à une charge surfacique uniformément répartie.

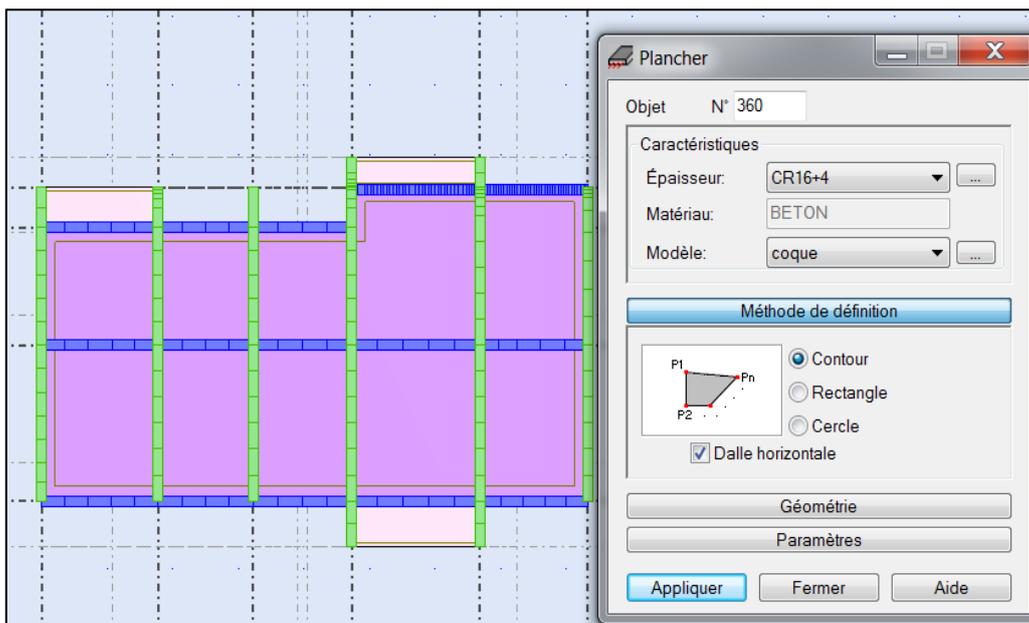


Figure. IV 10: Application des charges surfaciques

Définition des options de calcul :

On clique sur le menu « Analyse », « Type d'analyse » une boîte de dialogue apparaît :

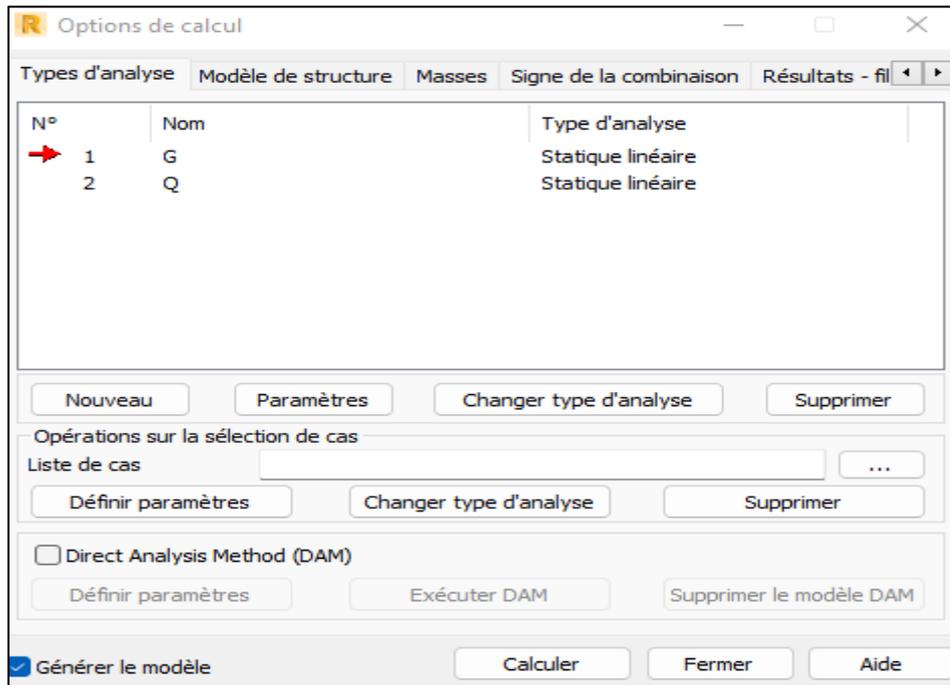


Figure. IV 11:Définition des charges dynamiques

Où on peut choisir les options de calcul à savoir le type d'analyse (modale et sismique), et introduire le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du RPA 99 version 2003 pour l'analyse sismique.

On clique sur « **nouveau** » et sélectionne le champ « **modale** », on introduit les paramètres de l'analyse modale dans la boîte de dialogue qui s'affiche après la validation de la précédente.

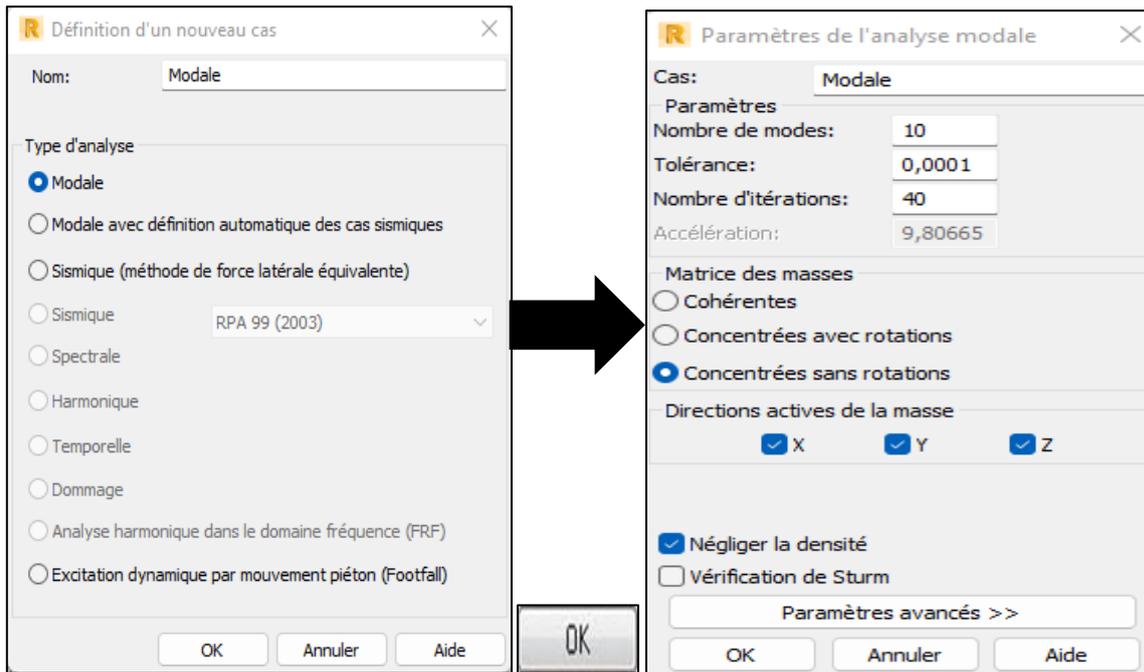


Figure. IV 12: Introduction des paramètres de l'analyse modale

On clique une autre fois sur « **nouveau** », on coche la case sismique, on choisit le RPA 99 version 2003 et on valide.

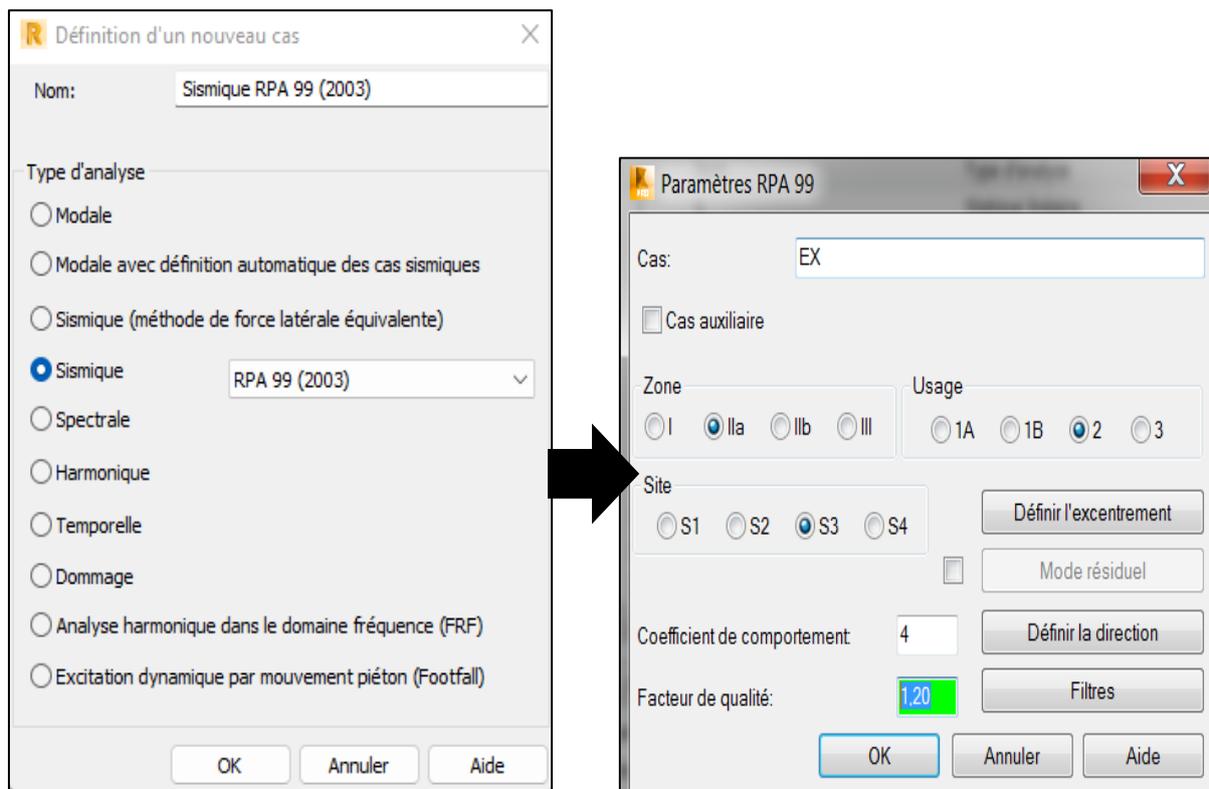
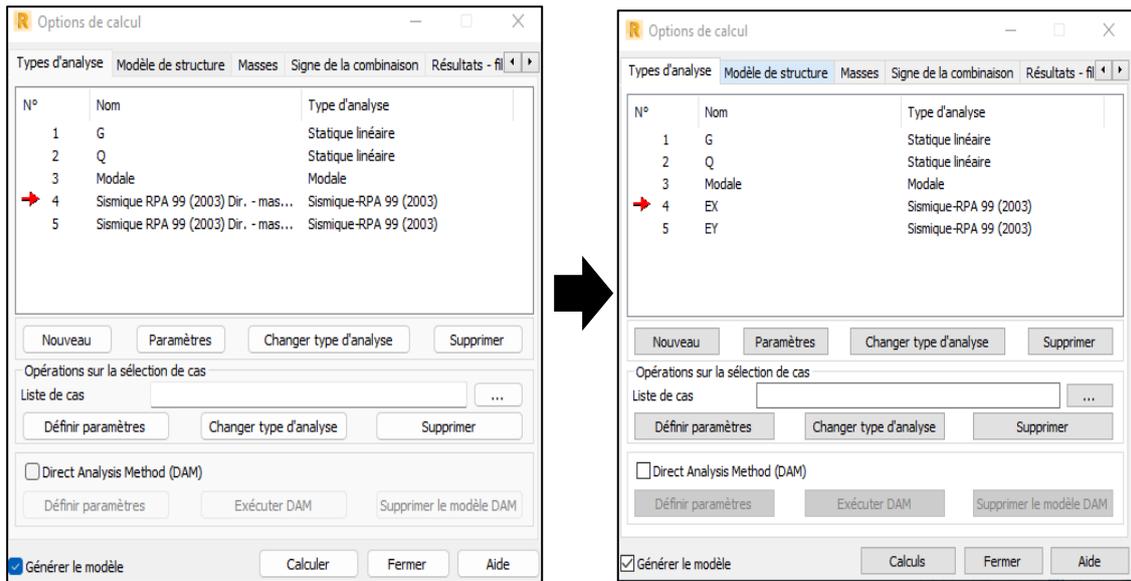
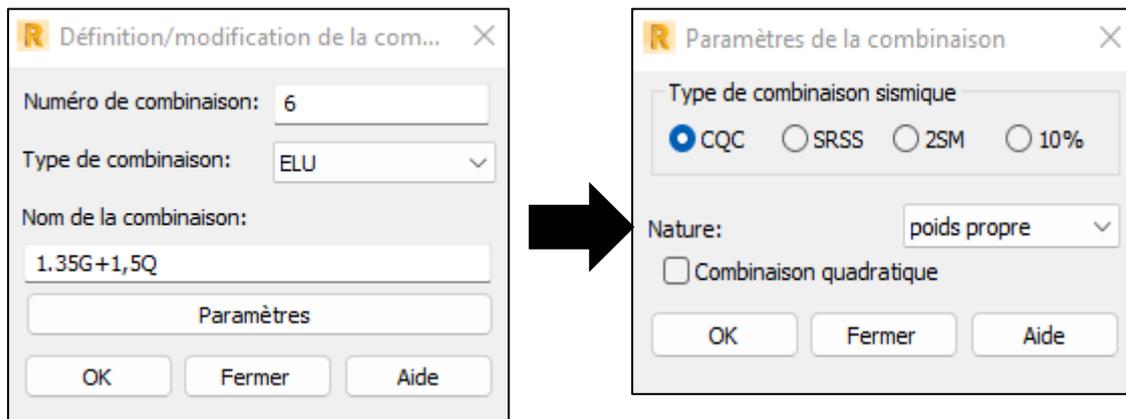


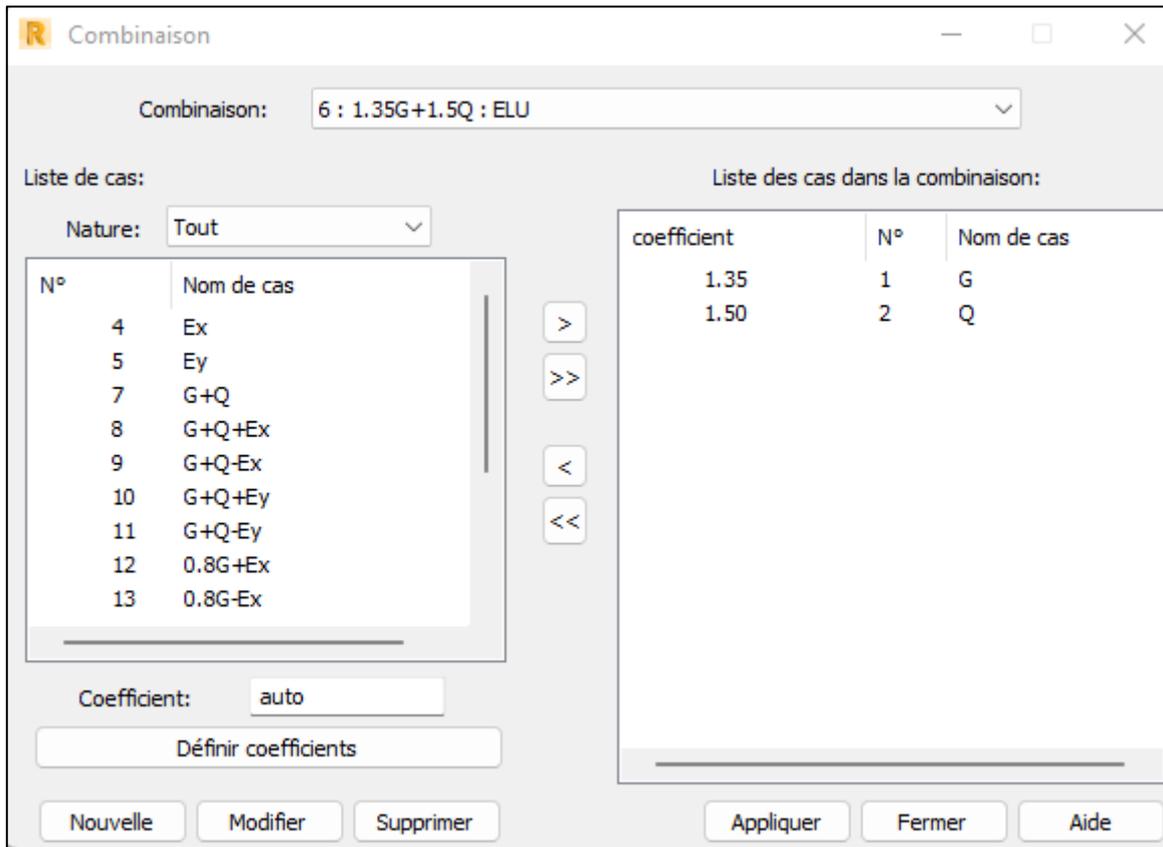
Figure. IV 13: Introduction des paramètres de l'analyse sismique



Les combinaisons d'actions :

Dans le menu « charges », « combinaison manuelle », on choisit le type de la combinaison et sa nature.





Pour faire une autre combinaison on clique sur « **nouvelle** » et en refait les même opérations pour les autres combinaisons.

✓ **Vérification de la structure :**

Dans le menu « **Analyse** » on clique sur « **Vérifier la structure** » et s'il y a des erreurs dans la modélisation de la structure ROBOT nous affiche le nombre et la natures de ces erreurs.

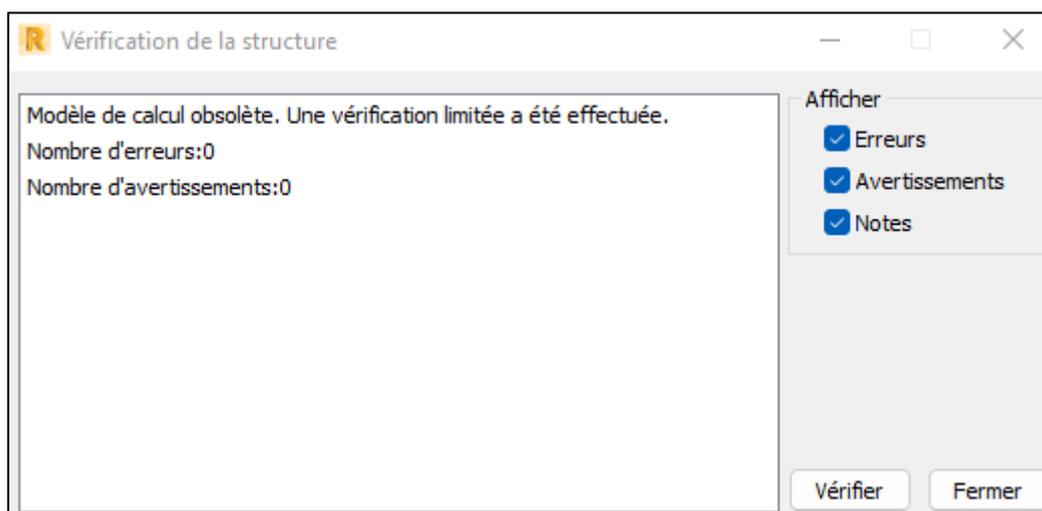


Figure. IV 14:Vérification de la structure

CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE SELON LEUR IMPORTANCE :

a) Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone 0 : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone II : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée Notre ouvrage est implanté dans la wilaya MILA donc en zone IIa

b) Classification de l'ouvrage selon son importance :

Notre bâtiment étudié à usage d'habitation collective selon **(RPA 2003)** chapitre III article 3.2 :

Le bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m dans **le groupe 2**

c) Classification du site

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de **catégorie S3**.

Tableau. IV 1:Valeurs de T1 et T2

Site	S1	S2	S3	S4
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70
S3 → T _{1(sec)} = 0,15 / T _{2(sec)} = 0,50				

IV.3.3. Hypothèses de calcul :

- Règles : RPA 99 version 2003 [1]
- Bâtiment : groupe d'usage 2
- Béton ordinaire : $f_{c28} = 25$ MPa
- Acier f_e E400

IV.3.4. Combinaisons des charges :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q + E \begin{cases} G + Q + E_X \\ G + Q + E_Y \end{cases}$
- $G + Q - E \begin{cases} G + Q - E_X \\ G + Q - E_Y \end{cases}$
- $0.8G + E \begin{cases} 0.8G + E_X \\ 0.8G + E_Y \end{cases}$
- $0.8G - E \begin{cases} 0.8G - E_X \\ 0.8G - E_Y \end{cases}$

IV.3.5. Système de contreventement (A3.4./RPA99/2003)

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3).

Le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Le règlement parasismique algérien R.P.A99/2003 a classé trois types de système de contreventement pour les structures en béton contreventé par portiques et voiles :

- Système 2 : contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé;
- Système 4a : Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles ;
- Système 4b : Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé. En fonction du pourcentage de charges verticale et horizontale, on peut fixer une valeur pour R (voir page 30 de RPA).

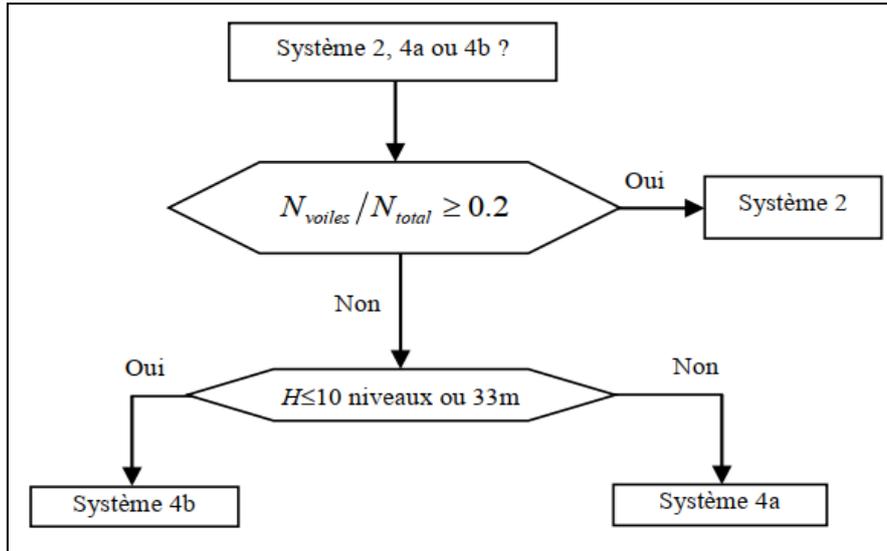


Figure. IV 15: Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles (Systèmes 2, 4a et 4b)

Principe de l'interaction voile-portique : Les règles parasismiques Algériennes se basent sur le principe qu'un bâtiment, face à des séismes faibles mais plus fréquents, doit être capable de contrôler les dommages des éléments non-structuraux par un comportement essentiellement élastique (le coût des éléments non structuraux peut être très considérable pour certains bâtiments). Cependant, face à des séismes forts et moins fréquents, le bâtiment doit avoir une bonne ductilité pour pouvoir subir de grands déplacements sans ou avec peu de perte de capacité. Le système de contreventement mixte en voile et portique peut assurer ces deux fonctions. En effet, si le portique seul est considéré prendre la totalité de la force latérale, il développera des moments dans les poteaux et les poutres pour résister à l'effort tranchant de l'étage tandis que l'effet du moment de renversement à la base sera normalement moins influant en comparaison avec le cas du voile seul. Dans ce cas, la déformée du portique est celle donnée par la figure 1.a et les planchers resteraient pratiquement horizontaux. En revanche, si un voile est considéré prendre la totalité de la charge latérale, il développera des moments à chaque plancher égaux au moment de renversement à ce niveau et la déformée sera celle d'une console (figure 1.b). Cependant, si on couple le voile et le portique, chacun des deux essaiera d'empêcher l'autre de prendre sa déformée libre, et en conséquence une redistribution des forces entre les deux s'opère. Comme le montre la figure 1.c, le portique retiendra ou retirera l'effet du voile dans les étages supérieurs, alors que dans les étages inférieurs l'opposé se produira et c'est le voile qui retiendra les portiques d'avoir une grande déformation latérale dans les étages intermédiaires. Il est donc clair que l'interaction voile-portique se manifeste surtout pour les bâtiments de moyenne et grande hauteur.

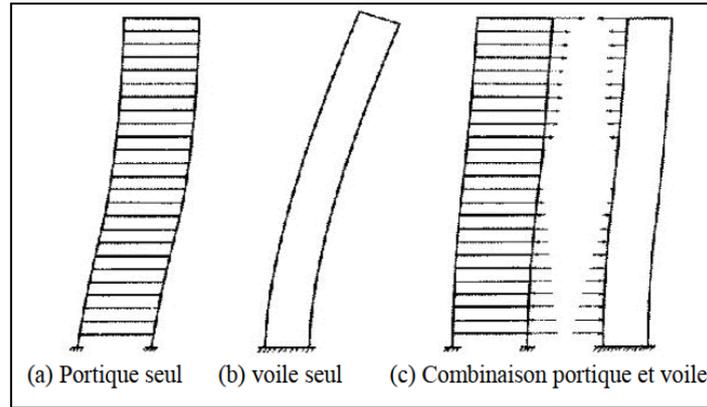


Figure. IV 16: Principe de l'interaction voile-portique

IV.3.6. Configuration du bloc (A3.5./RPA99/2003) :

Un bâtiment est classé régulier s'il est à la fois régulier en plan et en élévation : Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (a1 à a4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait :

Selon l'article A3.5.1 (a3-Figure 3.2) :

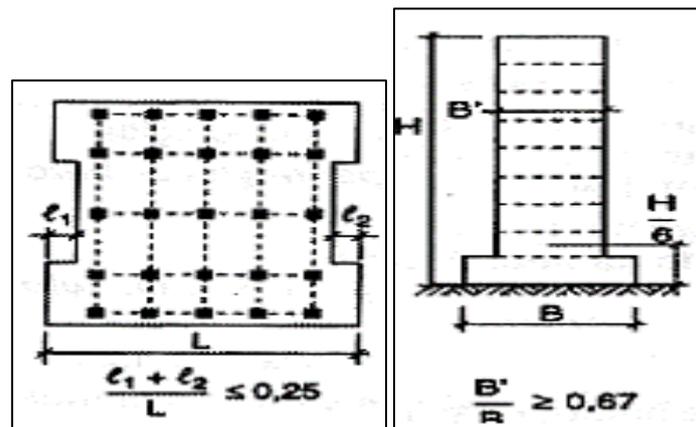


Figure. IV 17: Limites des décrochements en plan et en élévation

Pour nos bâtiments : on a le même plan dans tous les étages I Bâtiment régulière en plan et en élévation.

IV.4. Paramètres utilisés pour l'étude sismique :

Coefficient d'accélération de zone A (A.4.2.3 tableau 4.1 P37 RPA99/2003) :

Le coefficient d'accélération de zone dépend de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau. IV 2:Coefficient d'accélération de zone A

Groupe	ZONE			
	I	Ila	Ilb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

On adopte :

Zone IIa , groupe 2 → A = 0.15

Coefficient du comportement R (A.4.2.3.tableau4.3 RPA99/2003)

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

Coefficient de pondération « β » (A.4.2.3 tableau4.5 RPA99/2003) :

Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.2.

Tableau. IV 3:valeurs du coefficient de pondération □

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Pour notre cas : Bâtiments d'habitation I bureaux ou assimilés $\beta = 0,2$

Coefficient de comportement global de la structure R :

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement

Tableau. IV 4:valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie	3,5
3	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
4a	Voiles porteurs	5
4b	Noyau	4
5	Mixte portiques/voiles avec interaction	2
6	Portiques contreventés par des voiles Console verticale à masses réparties Pendule inverse	2

R=4

Pourcentage critique d'amortissement « ξ (%) » : (A.4.2.3 tableau4.2 RPA99/2003) :

où ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. $\xi = 7\%$.

Tableau. IV 5:Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton armé	Acier	Béton Armé /Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Facteur de correction d'amortissement η :

Donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0.7$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882 \geq 0.7$$

Donc $\eta = 0,882$

Coefficient CT (A.4.2.3 tableaux 4.6) :

Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

Tableau. IV 6:valeurs du coefficient CT

Cas n°	Système de contreventement	C _T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en	0,075
2	maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	
4	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Dans notre cas : le coefficient CT égal à 0.05

Facteur de qualité Q (A.4.2.3 tableau 4.4 RPA99/2003) :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée dans le tableau.

Tableau. IV 7:Valeur de facteur de qualité

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

a) Calcul de la force sismique totale :

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

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

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA.

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

b) Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

✓ La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : $T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA. On peut également utiliser aussi la formule : $T = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

✓ Calcul de période fondamentale de la structure T :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Dans notre cas : $C_T = 0.05$

$$h_N = 15.30 \text{ m}$$

$$T = 0.05 \times 15.30^{\frac{3}{4}}$$

$$T = 0.39 \text{ s}$$

$$T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}$$

$$D_x = 16.35 \text{ m} \quad ; \quad D_y = 11.26 \text{ m}$$

$$T_x = 0.34 \text{ s} \quad ; \quad T_y = 0.41 \text{ s}$$

Pour calculer la période fondamentale on prend la petite valeur de T entre ces trois valeurs

Donc :

$$T_{\text{empirique}} = \min(0.39, 0.34, 0.41) = 0.34 \text{ s}$$

$$T_{\text{analytique}} = 0.31 \text{ s}$$

$$T = 1.3 \times 0.34 = 0.44 \text{ s}$$

On est dans le cas : $T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$

La période choisie pour le calcul de D est $T = T_{\text{analytique}}$

On prend $T = T_{\text{analytique}} = 0.31 \text{ s}$

Calcul de l'effort tranchant à la base

R : Coefficient de comportement global de la structure sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 (voir RPA).

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

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction
- La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^N p_q$$

p_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du RPA.

W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = w_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA. La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales.

Méthode dynamique modale spectrale :

a) Principe de la méthode dynamique modale spectrale :

Selon le RPA La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Modélisation :

1- Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

2- Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

3- Pour les structures régulières ou non régulières comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

4- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

5- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le

calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

6- Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

c) Spectre de calcul :

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

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1.25A(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta\frac{Q}{R} - 1)) \\ 2.5\eta(1.25A)(\frac{Q}{R}) \\ 2.5\eta(1.25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} \\ 2.5\eta(1.25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone

Tableau. IV 8:Coefficient d'accélération de zone

Groupe	ZONE			
	I	II _a	II _b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	2.10	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.20
3	0.07	0.10	0.14	0.18

η: facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%):

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0.7$$

ζ: pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2, RPA) ξ = 8.5 %. D'où η = 0,816 > 0,7

R: coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3, RPA)

Portiques contreventés par des voiles → R=4

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tableau 4.7, RPA)

Tableau. IV 9: Valeurs des périodes caractéristiques T1, T2.

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1s}	0.15	0.15	0.15	0.15
T _{2s}	0.30	0.40	0.50	0.70

Dans notre cas le sol est meuble (site S3) : T₁ = 0.15 s & T₂ = 0.50 s

Q : facteur de qualité (tableau 4.4, RPA) $Q = 1 + \sum_1^5 p_q$

Tableau. IV 10: Valeur de facteur de qualité

Critère q	Observé	P _{qx}	Observé	P _{qy}
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0.00	oui	0.00
2. Redondance en plan	oui	0.00	Non	0.05
3. Régularité en plan	Non	0.05	Oui	0.00
4. Régularité en élévation	Oui	0.00	Oui	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

$$Q_x = 1.2 \quad ; \quad Q_y = 1.2$$

Modélisation de la structure :

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel «Auto desk Robot Structural Analysais Professional 2014» qui contient différentes méthodes de calcul sismique. Pour notre cas, on a choisie « Analyse modale spectrale » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivant :

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seuls les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.

- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

Présentation du logiciel de calcul (Auto desk Robot 2014) :

Robot est un logiciel dérivé de la société Auto desk. Il est destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structure, grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique, il est basé sur la méthode des éléments finis.

Ce logiciel permet de créer des structures, les calculées, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure, la dernière étape gérée par robot permet de définir la note de calcul ainsi que des plans de ferrailage. Ce logiciel offre un calcul plus étendu par rapport aux autres codes car il est avantage par l'intégration du règlement RPA et la configuration avec le règlement international BAEL.

Modélisation des éléments structuraux :

- La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit
- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés des éléments coques et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

Modélisation de la masse :

La masse de la structure est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par RPA/ version 2003 (dans notre cas $\beta=0,2$) pour un bâtiment à usage d'habitation.

La masse volumique attribuée au matériau constituant les éléments modélisée est prise égale à celle du béton armé 25KN/m^3 .

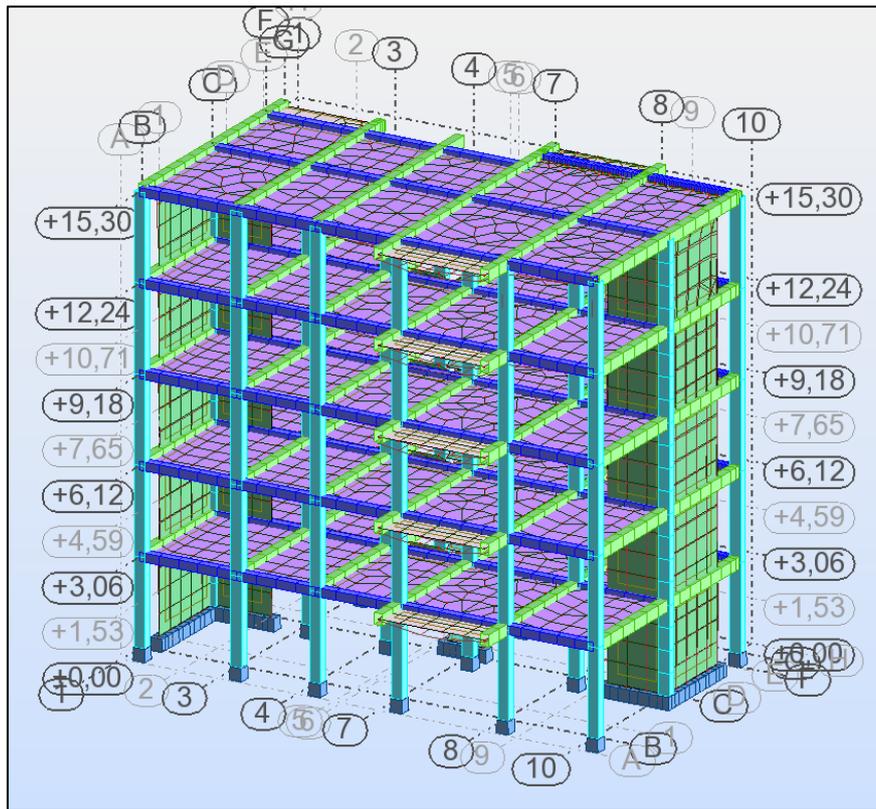


Figure. IV 18:Modélisation 3D de la structure.

Modalisation :

La structure avec les voiles :

L'introduction des voiles dans la structure se fera par tâtonnement mais d'une manière réfléchie, plusieurs essais de structure seront conduits, et la structure finale choisie sera celle qui présentera :

- Une période fondamentale proche de la limite imposée par le RPA99 version 2003.
- Des modes propres semblables à ceux d'une structure dont le comportement est régulier.
- Des déplacements inter-étages vérifiés

En général les voiles de contreventement seront disposées de manière symétrique. Donc dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre de voile nécessaire à rajouté et la position des voiles rajoutés.

Disposition des voiles :

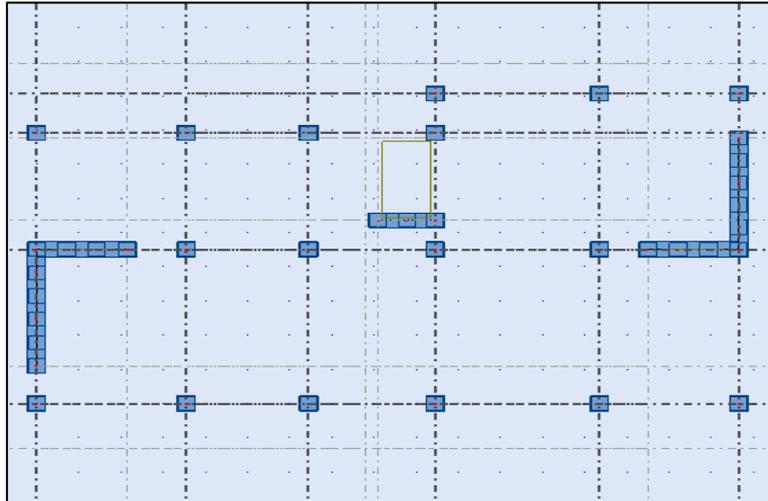
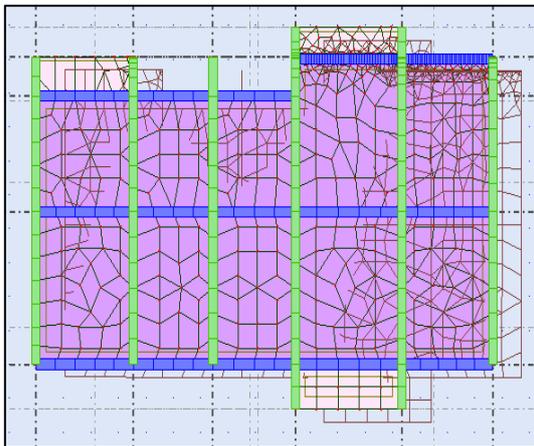
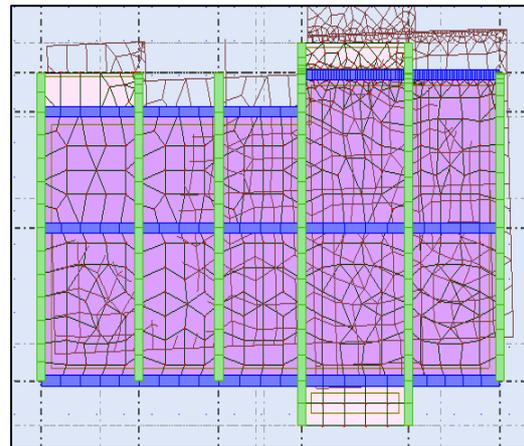


Figure. IV 19:disposition des voiles

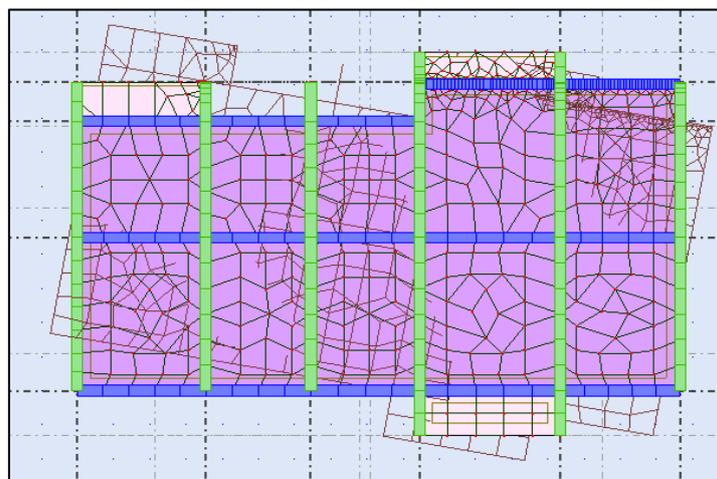
Le comportement de la structure



Mode 1 : Translation suivant x-x



Mode 2 : Translation suivant Y-Y



Mode 3 : Rotation autour de Z-Z

Figure. IV 20:Comportement de la structure sous disposition

Les Périodes de vibration et les taux de participation des masses modales de la disposition adopté sont illustrés dans le tableau ci-dessus.

Mode	Période s	UX %	UY%	Somme UX	Somme UY
1	0,31	65,31	8,15	65,31	8,15
2	0,21	73,58	70,62	8,27	62,47
3	0,17	73,82	72,45	0,24	1,84
4	0,09	87,88	74,56	14,06	2,10
5	0,06	89,91	89,65	2,03	15,09
6	0,05	89,94	89,66	0,03	0,01
7	0,05	89,95	89,80	0,01	0,14
8	0,05	90,92	92,46	0,96	2,66
9	0,04	91,13	92,57	0,22	0,11
10	0,04	91,92	92,64	0,78	0,08

Remarque :

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,31s$
- ✓ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation
- ✓ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation
- ✓ On doit retenir les 8 premiers' modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

Structure contreventée par système (voiles–portique) :

Dans les projets de bâtiments, on combine souvent entre les deux systèmes de contreventements portiques et voiles, le besoin de locaux de grandes dimensions, les soucis d'économie, exclut fréquemment l'emploi de voiles seuls. On peut dans ce cas associer avantageusement des voiles à des portiques. Dans ce cas le système est appelée système de contreventement mixtes.

L'interaction des deux types de structure produit par conséquent un effet de raidissage favorable et un intérêt particulier en raison des déformations différentes qui interviennent dans ces éléments.

RPA exige ce système de contreventement surtout pour les zones de forte sismicité, parce quel interaction voile-portique se manifeste surtout pour les bâtiments de moyen ou grand élancement.

a. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/Version 2003 :

✓ Vérification de la résultante des forces sismiques :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/ Version 2003 (l'article 4-3-6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} .

Si $V_t < 0.8V_{st}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = \frac{0.8V_{st}}{V_t}$.

On doit donc calculer les efforts résultants de l'application de la méthode statique équivalente.

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

$$A = 0.15 \quad ; \quad Q = 1.2 \quad ; \quad R = 4$$

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

$$T = 0.31 \text{ s}$$

On est dans le cas $D = 2.5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2$

$$D = 2.5 * 0,816 = 2.04$$

Poids total de la structure :

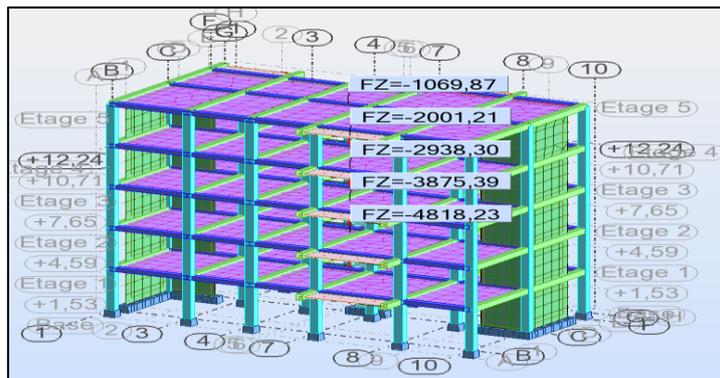


Figure.IV 21:Poids total dans le sens X

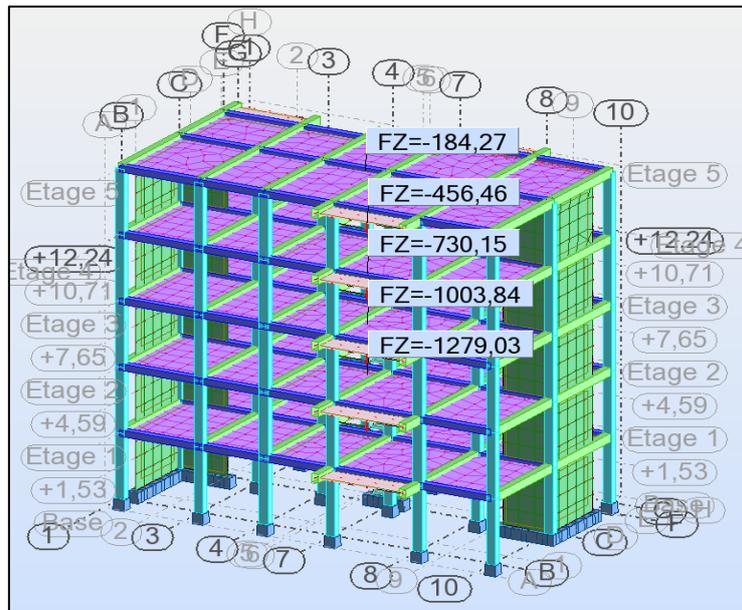


Figure. IV 22:Poids total dans le sens y

A partir des résultats de modélisation par ROBOT on trouve :

$$W = W_G + 0.2 W_Q$$

$$W = 4818.23 + 0.2 * 1279.03$$

$$W = 5072,84 \text{ KN}$$

La valeur de l'effort tranchant statique

$$V_{st}X = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.2}{4} \times 5072,84 = 465,7 \text{ KN}$$

$$V_{st}Y = 465,7 \text{ KN}$$

La valeur de l'effort tranchant dynamique

On a: $V_{dyn}X = 491 \text{ KN}$

$$V_{dyn}Y = 477.21 \text{ KN}$$

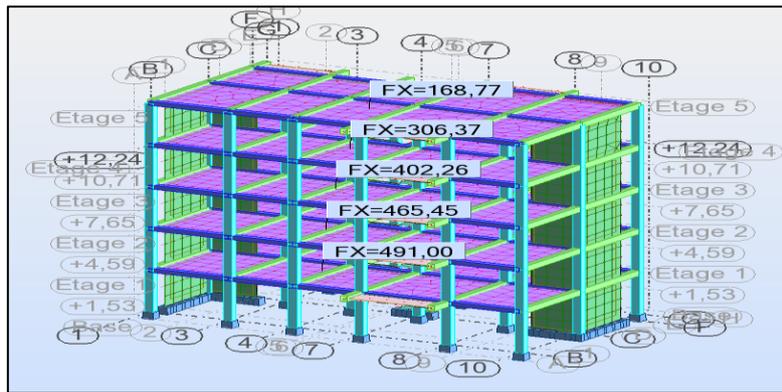


Figure. IV 23: l'effort tranchant selon xx

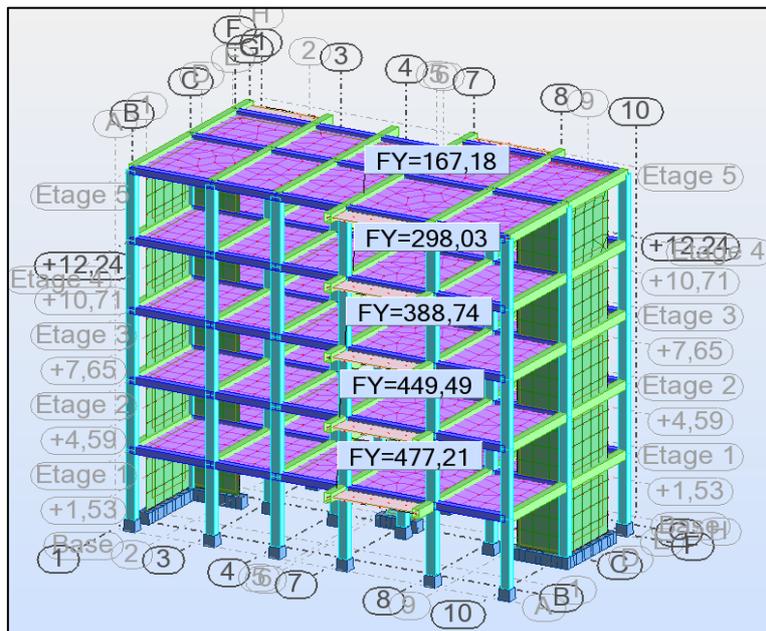


Figure. IV 24: l'effort tranchant selon yy

Tableau. IV 11: Vérification de l'effort tranchant à la base

Direction	$0.8 V_{\text{statique}} \text{ (KN)}$	$V_{\text{dynamique}} \text{ (KN)}$	Constatation
Sens x	432.08	465.7 KN	Condition vérifié
Sens y	381,768	465.7 KN	Condition vérifié

b. Calcul des déplacements : RPA 99 article 4.4.3

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R = Coefficient de comportement. $R = 4$

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_K - \delta_{K-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\%h_k$ RPA 99 article 5.10

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

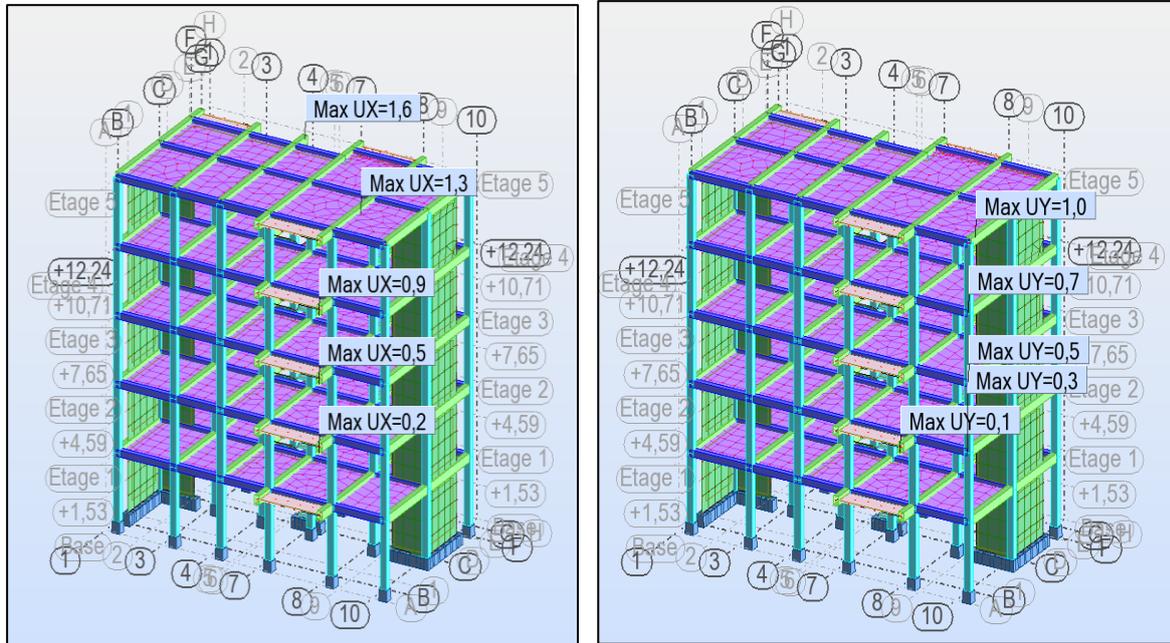


Figure. IV 25: Les déplacements selon X et Y

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. IV 12: Vérification des déplacements au sens x-x

Étage	Hauteur (m)	δ_{ek} (m)	Coefficient de comportement	δ_{Kdep} reel	$\Delta_k = \delta_K - \delta_{K-1}$	$1\%h_k$	Remarque
RDC	3.06	0.002	4	0.008	0.002	0.0306	vérifié
1 ^{er} étage	3.06	0.005	4	0.020	0.003	0.0306	vérifié
2 ^{ème} étage	3.06	0.009	4	0.036	0.004	0.0306	vérifié
3 ^{em} étage	3.06	0.013	4	0.052	0.004	0.0306	vérifié
4 ^{ème} étage	3.06	0.016	4	0.064	0,003	0.0306	vérifié

Tableau. IV 13: Vérification des déplacements au sens y-y.

Étage	Hauteur (m)	δ_{ek} (m)	Coefficient de comportement	δ_{Kdep} reel	$\Delta_k = \delta_K - \delta_{K-1}$	$1\%h_k$	Remarque
RDC	3.06	0.001	4	0.004	0.001	0.0306	vérifié
1 ^{er} étage	3.06	0.003	4	0.012	0.002	0.0306	vérifié
2 ^{ème} étage	3.06	0.005	4	0.020	0.002	0.0306	vérifié
3 ^{em} étage	3.06	0.007	4	0.028	0.002	0.0306	vérifié
4 ^{ème} étage	3.06	0.010	4	0.040	0,003	0.0306	vérifié

Analyse des résultats :

D'après le tableau ci-dessus, on remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs du seaux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles donnée par le RPA, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée.

c. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta_k}{V_k \times H_k} \leq 0.1$$

Tel que :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau k

Avec $P_k = \sum_{i=1}^n (w_{Gi} + \beta W_{Qi})$

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau «k».

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

H_k : Hauteur de l'étage «k».

Si $0.1 \leq \theta \leq 0.2$

L'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée aux moyens d'une analyse la statique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$

Si $\theta_k \geq 0.2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée

Tableau. IV 14:Vérification à L'effet P-Δ.

Sens X-X						
Etage	P(KN)	Δ (m)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification
RDC	4818,23	0.002	491	3.06	0,0062	Ok
1	3875,39	0.003	465,45	3.06	0,0081	Ok
2	2938,30	0.004	402,26	3.06	0,0095	Ok
3	2001,21	0.004	306,37	3.06	0,0085	Ok
4	1069,87	0,003	168,77	3.06	0,0062	Ok

Tableau. IV 15:Vérification de l'effet P-Δ au sens y-y.

Sens Y-Y						
Etage	P(KN)	Δ (m)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification
RDC	1279,03	0.001	477,21	3.06	0,0008	Ok
1	1003,84	0.002	449,49	3.06	0,0014	Ok
2	730,15	0.002	388,74	3.06	0,0012	Ok
3	456,45	0.002	298,03	3.06	0,0009	Ok
4	184,27	0,003	167,18	3.06	0,0010	Ok

Donc l'effet P-Δ est vérifié.

a) Vérification au renversement : (RPA99/V2003 Art.5.5.)

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. $M_s > M_r$

Avec :

M_s :Moment stabilisant

M_r : Moment de renversement

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage. Soumis à des effets de renversement et/ou de glissement

$$M_{\text{renversement}} = \sum_{n-1}^n F_i \times D_i$$

$$M_{\text{stabilisant}} = W \times b$$

b: la distance au centre de gravité selon la direction x-x et y-y (Xg ;Yg).

Il faut vérifier que :

$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} \geq 1.5$$

Tableau. IV 16:Vérification de renversement sens xx

ETAGE	V _x (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	M _r (KN)	M _s (KN)
RDC	491	3.06	4818,23	8.40	1502,46	40473,132
1	465,45	3.06	3875,39	8.40	1424,28	32553,276
2	402,26	3.06	2938,30	8.40	1230,91	24681,72
3	306,37	3.06	2001,21	8.40	937,49	16810,164
4	168,77	3.06	1069,87	8.42	516,44	9008,3054
Somme					5611.58	123526,60
						OK

$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} = \frac{123526.60}{5611.58} = 22.01 \geq 1.5 \rightarrow \text{Cette condition est vérifiée selon X}$$

Tableau. IV 17:Vérification de renversement sens yy.

ETAGE	V _y (KN)	h (m)	W (KN)	Yg (m)	M _r (KN)	M _s (KN)
RDC	477,21	3.06	1279,03	4.55	1460,26	5819,59
1	449,49	3.06	1003,84	4.55	1375,44	4567,47
2	388,74	3.06	730,15	4.55	1189,54	3322,18
3	298,03	3.06	456,45	4.55	911,97	2076,85
4	167,18	3.06	184,27	4.40	511,57	810,79
Somme					5448,78	16596,88
						OK

$$\frac{16596,88}{5448,78} = 3.04 \geq 1.5 \text{ Cette condition est vérifiée selon Y.}$$

a) Effort normal réduits : RPA Article : 7.1.3.3 et 7.4.3 *

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

Ou N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (obtenu par Autodesk Robot Structural Analysis)

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

Pour calculer l'effort normal « N_d » selon le CBA, (l'Article B.8.2.2) [2] pour un poteau soumis aux charges dues à la pesanteur et au séisme : "Les combinaisons d'action à considérer sont celles données par les RPA." Les combinaisons du RPA pour un ouvrage avec des voiles (mixtes) sont connues.

➤ **Vérification d'effort normal réduit des poteaux :**

$$V = \frac{651,66 * 10^3}{300 * 400 * 25} = 0.21 > 0.3$$

Tableau. IV 18:Vérification d'effort normal réduit de poteau.

Niveau	Poteau	N_d (KN)	B_c cm ²	f_{c28} (MPa)	V	$V \leq 0.3$
Tous les niveaux	30*40	651,66	30*40	25	0.21	CV

b) Calcul de l'excentricité :

✚ **L'excentricité théorique :**

$$e_x = |X_G - X_R| \quad ; \quad e_y = |Y_G - Y_R|$$

✚ **L'excentricité accidentelle :** Dans notre cas (analyse tridimensionnelle) en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

$$e_{acc} = 0.05 \times L \quad L_x = 16.35 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 11.26 \text{ m}$$

L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Tableau. IV 19: Valeurs centre de masse et centre de torsion

Plancher	X_G	Y_G	X_R	Y_R
RDC	8.40	4.55	7.77	4.72
1	8.40	4.55	7.77	4.72
2	8.40	4.55	7.77	4.72
3	8.40	4.55	7.77	4.72
4	8.42	4.40	7.77	4.50

Tableau. IV 20: L'excentricité théorique et accidentelle.

Plancher	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle		Observation
	e_x	e_y	e_{acc}(ox)	e_{acc}(oy)	e_{thé} < e_{acc}
RDC	0,63	0,17	0,83	0,56	CV
1	0,63	0,17	0,83	0,56	CV
2	0,63	0,17	0,83	0,56	CV
3	0,63	0,17	0,83	0,56	CV
4	0,65	0,10	0,83	0,56	CV

IV.5. Conclusion

Parmi les méthodes utilisées pour la modélisation, on utilise la méthode modale spectrale qui vérifie tous les critères d'utilisation. L'exploitation des résultats donnés par le logiciel Auto desk Robot 2014, a permis de vérifier plusieurs critères :

- Déterminer les modes propres de telle sorte que la 1^{ère} et 2^{ème} translation, la 3^{ème} torsion pour avoir plus de sécurité.
- Vérification de la période fondamentale de la structure selon les exigences de l'RPA.
- Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base (=0,8. *V_{mse}*)
- Vérifier l'effet de torsion additionnelle.
- Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P-Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2^{ème} ordre.
- Vérifier le pourcentage donné par le RPA99 version2003 pour justifier le choix de coefficient de comportement.

- Vérification de la condition de l'effort réduit.

*Chapitre V : Etude des
éléments structuraux*

V.1. Introduction

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre ouvrage, Il devient possible de procéder à leur ferrailage. Il s'effectuera selon le règlement BAEL.91, les règles C.B.A.93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/2003).

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Il concerne 0les poteaux, poutres, et les voiles.

Afin d'assurer une sécurité à un risque normal, les règles adoptent des combinaisons d'actions qui varient dans le sens le plus défavorable, et dont les actions atteignent des intensités qui génèrent des efforts les plus sollicitant pour la structure. Les objectifs ainsi visés sont pour d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis de l'effet des actions sismiques.

❖ Section minimales et maximales :

Selon RPA 99/2003 Les pourcentages minimaux et maximaux pour chaque type d'élément sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau.V 1:Sections minimales et maximales

Élément	Section minimale	Section maximale
Poteaux	0.9%	3% – 6%
Poutres	0.5%	4% – 6%
Voiles	0.2%	/

❖ Etude des Poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel Robot.

V.2. Rôles des poteaux en béton armé :

- Constituer les éléments porteurs du système poteaux-poutres par point d'appuis isolés.
- Supporter les charges verticales (efforts de compression dans les poteaux).

- Participe à la stabilité transversale (système poteau-poutres) pour combattre les efforts horizontaux (vents, séisme, dilatation).
- Service de chinage vertical.
- Limiter l'encombrement (surface réduite des poteaux)

❖ **Les Combinaisons de calcul :**

Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA93 et RPA99). En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$CBA 93
- $G + Q \pm E$RPA 99
- $0,8G \pm E$RPA 99

La combinaison (3) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge (exploitation) est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (de 40% à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

$$\begin{array}{l}
 \longrightarrow N_{\max} \quad \longrightarrow M_{\text{corre}} \quad A_1 \\
 \longrightarrow N_{\min} \quad \longrightarrow M_{\text{corre}} \quad A_3 \\
 \longrightarrow M_{\max} \quad \longleftarrow N_{\text{corre}} \quad \longrightarrow A_2 \quad A = \max (A_1, A_2, A_3)
 \end{array}$$

V.3. Recommandation du RPA99/2003 :

a) Les armatures longitudinales :RPA99 (Article 7.4.2.1)

D'après le RPA99/2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par

- $A_{\max} = A_s / (b \times h) < 3\%$ en zone courante
- $A_{\max} = A_s / (b \times h) < 6\%$ en zone recouvrement
- $A_{\min} = A_s > 0.8 \% \times b \times h$ (zone IIa)
- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ (zone IIa)
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 25 cm (zone IIa)

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques)
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre.

La zone nodale est définie par l' et h' avec :

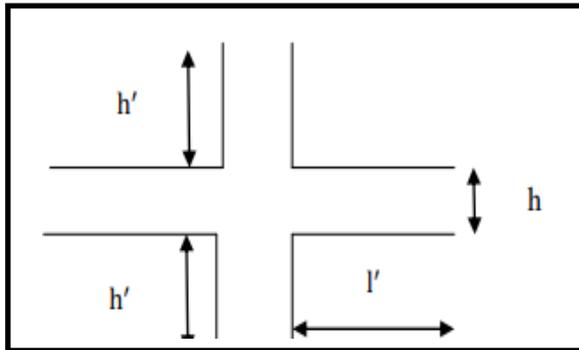


Figure.V 1:Zone nodale.

$$l' = 2h$$

$$h' = \max (h_e ; b ; h ; 60 \text{ cm})$$

Avec :

- b_1 et h_1 : Section de poteau considérée
- h_e : Hauteur d'étage

b) Les armatures transversales : RPA99 (Art 7.4.2.2)

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du BAEL91 modifié 99 et celles du RPA99/2003 ; elles sont données comme suit :

Selon le BAEL91 :

- $St \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm})$
- $\emptyset t \leq \min(h/35 ; b/10 ; \emptyset l)$
- $At \times f_e / b \times St \geq \max(\tau_u ; 0.4 \text{ MPa})$

Avec:

- At : Section d'armatures transversales
- b : Largeur de la section droite
- h : Hauteur de la section droite

- S_t : Espacement des armatures transversales
- \varnothing_t : Diamètre des armatures transversales
- \varnothing_L : Diamètre des armatures longitudinales

Selon le RPA99/2003 :

$$A_t = \rho_a \times T_u S_t / h \times f_{eA_t}$$

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales
- $S_t < 15\varnothing_t$ en zone courante
- $S_t \leq \min(10\varnothing_L ; 15 \text{ cm})$ en zone nodale
- T_u : Effort tranchant à l'ELU
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales
- h : Hauteur totale de la section brute
- ρ_a : Coefficient correcteur lié au mode de rupture :

$$\rho_a = 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

- λ_g : L'élançement géométrique du poteau :
 $\lambda_g = L_f a$ ou $L_f b$; $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$ ou $\frac{L_f}{b}$
- L_f : Longueur de flambement = $0,7 \times l_0$
- l_0 : Hauteur libre d'étage = $h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre}}$

Quantité minimale des armatures transversales :

$\frac{A_t}{S_t \times b_1}$: En pourcentage et donné comme suit :

- Si $\lambda_g \geq 5$: $A_t \text{ min} = 0,3\% (S_t ; b_1)$
- Si $\lambda_g \leq 3$: $A_t \text{ min} = 0,8\% (S_t ; b_1)$
- Si $3 < \lambda_g < 5$: Interpolation entre les deux

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\varnothing_t$ minimum.

Ferraillages des poteaux

c. Exemple de calcul :

Soit le poteau de RDC (30×40)

$$b = 30 ; h = 40 ; d = 0.9h = 0.36 \text{ m} ; d' = 0.1 h = 0.04 \text{ m}$$

Cas 1 :

$$N_{\max} = 651.66 \text{ KN} \quad M_{\text{corre}} = 4.08 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = M / N = 4.08 / 651.66 = 0.0062 \text{ m}$$

$$h/2 - d' = (0.4 / 2) - 0.04 = 0.16 \text{ m}$$

$$e_a = e + h/2 - d'$$

$$e = -0.15$$

Le moment fictif M_a :

$$M_a = (d - d') - M_a = 651.55 \times (0.36 - 0.04) - 97.75 = 0.11$$

$$(0.337 - 0.81) \times b \times d^2 \times f_{bc} =$$

$$(0.337 - 0.81) \times 0.3 \times 0.36^2 \times 14.17 = 0.14$$

Donc : $0.11 < 0.14 \dots \dots \dots \text{cv}$

$$N(d - d') - M_a \leq (0.337 - 0.81 * d' / d) * b * d^2 * f_{bc}$$

La section est partiellement comprimée avec des armatures inférieures.

Moment réduit $\mu = 0.007$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu_{ua} = \frac{4.08 \times 10^{-3}}{14.16 \times 0.36 \times 0.36^2} = 0.007$$

Section à simple armature :

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

$$Z = d \times (1 - 0.4)$$

$$\mu = 0.07 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.0098 \\ Z = 0.36 \text{ m} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{Z} - N \right)$$

$$A_{st} = \frac{1}{348} * \left(\frac{4.08 * 10^{-3}}{0.34} - 651.66 * 10^{-3} \right) = 0.018 \leq 0.186$$

Donc la section peut résister sans ferrailage.

Suivant RPA2003 : $A_{min} = 0.08 * 30 * 40 = 9.6cm^2$

2^{ème} et 3^{ème} cas

	N	M	e	ea	Ma	N(d-d') - Ma	μu	α	Z	A *10 ⁻³
Au	549.03	8.92	0.016	0	0	-0.17	0.016	0.020	0.036	1.5
Acc	379.46	7.73	0.02	-0.14	53.17	-0.17	0.014	0.018	0.035	1.02

Donc : = 4HA16 + 4HA14

$$A_{min} = 14.20cm^2$$

V.4. Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_b * F_{c28}$$

Avec :

- τ_{bu} : Contrainte de cisaillement
- V_u : Effort tranchant de la section étudiée
- b : Largeur de la section étudiée
- d : Hauteur utile ($d = h - c$)

$$\lambda g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075$$

$$\lambda g \leq 5 \rightarrow \rho_b = 0.04$$

λg : L'élancement géométrique du poteau

$$F_{c28} = 25MPA$$

$$\lambda g = L_f/a$$

$$L_f = 0,7L_0 = 2,142 \text{ m}$$

$$\frac{214.2}{30} = 7.14 > 5$$

$$\rho_b = 0.075$$

$$\bar{\tau}_u = 1.875MPA$$

Poteaux (40 × 30) :

$$\tau_{bu} = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{12.54 * 10^3}{300 * 360} = 0.12 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.875 \text{MPa}$$

Niveaux	RDC+4étages
$b \times h \text{ (cm}^2\text{)}$	30×40
$V_{\max} \text{ (KN)}$	12.541
$\tau_u \text{ (MPA)}$	1.875
λ	7.14
ρ_d	0.075
$\bar{\tau}_u \text{ (MPA)}$	1.875
$\bar{\tau}_u \text{ (MPA)}$	0.12
Observation	Condition Vérifiée

Conclusion :

Les contraintes tangentielles sont admissibles.

Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221) :

$$L_s = \frac{\varphi F_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 ft_{28}$$

$$ft_{28} = \frac{0}{6} + 0.06fc_{28}$$

- $\Psi = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence.
- HA14 : $L_s = \frac{\varphi F_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 * 400}{4 * 2.835} = 49.4 \text{cm}$ on prend $l_s = 50 \text{cm}$
- HA16 : $L_s = \frac{\varphi F_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 * 400}{4 * 2.38} = 56.4 \text{cm}$ on prend $l_s = 60 \text{cm}$

b. Selon le RPA :

La longueur minimale de recouvrement est : $l = 40 * \varphi$

$$\text{HA14 : } l = 40 * \varphi = 40 * 1.4 = 56 \text{cm}$$

$$\text{HA16 : } l = 40 * \varphi = 40 * 1.6 = 64 \text{cm}$$

c) **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau. Leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements
- Empêcher le déplacement transversal du béton
- Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal

d) **Diamètre des armatures :**(Art A.8.1.3 / BAEL91 modifiées 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \phi_l^{max}/3 \qquad \phi_t = \frac{16}{3} = 5.3mm$$

$$\phi_t = 8mm$$

ϕ_l^{max} : Diamètre max des armatures longitudinales. (Art 7.5.2.2 RPA99 version 2003)

Soit : $A_{ad} = 3.14cm^2 = 4HA10$

Calcul de l'espacement :

Selon RPA99V2003, l'espacement est pris égal à [1] :

e) **Armatures transversales et vérification au cisaillement :**(Art 7.4.2.2 RPA99/2003)

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique } & \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique } & \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Avec : $\lambda_g = \max \left[\frac{l_f}{a}, \frac{l_f}{b} \right]$

Avec :

- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times St$$

f) **Elancement géométrique du poteau :**

$$\lambda_g = \frac{Lf}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

Avec :

- Lf : Longueur de flambement des poteaux
- i : Rayon de giration
- h : Hauteur libre du poteau
- S : Section brute du poteau
- I : Moment d'inertie du poteau par rapport à l'axe faible

Application numérique :

Pour le cas le plus défavorable :

$$lf = 0.7l_0 = 0.7 * 3.06 = 2.16$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{0.0016}{0.1}} = 0.13$$

$$\lambda_g = \frac{Lf}{i} = \frac{2.16}{0.13} = 16.61 > 5 \rightarrow \rho_a = 2.5$$

L'effort tranchant max est égal à :

$$v_u = 12.54$$

Pour les poteaux (40 × 30) :

- Zone nodale → St = 10 cm

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times St = \frac{12.54 \times 2.5}{40 \times 40} \times 10 = 0.19 \text{ cm}^2$$

- Zone courante → St = 20 cm

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times St = \frac{12.54 \times 2.5}{40 \times 40} \times 20 = 0.39 \text{ cm}^2$$

g) **Quantité d'armatures transversales minimales du RPA :**

Pour λ_g ,

$\lambda_g \geq 5$ la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

- En zone nodale :

$$A_{tmin} = 0,3\%(b * s_t) = 0.003 * 30 * 10 = 1.2\text{cm}^2 \rightarrow A_{ad} = 3.14\text{cm}^2$$

- En zone courante :

$$A_{tmin} = 0,3\%(b * s_t) = 0.003 * 40 * 20 = 2.4\text{cm}^2 \rightarrow A_{ad} = 3.14\text{cm}^2$$

h) **Délimitation de la zone nodale :**

Au niveau des poutres : $l' = 2xh$

$$h' = \max\left(\frac{he}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

h : hauteur de la poutre

b_1 et h_1 : dimensions du poteau

- he : hauteur entre nus des poutres
- $h' = \max(51 ; 30 ; 40 ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$

V.5. Vérification des contraintes à L'ELS :

a. **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans les aciers.

b. **Etat limite de compression du béton :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service. On doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles.

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

Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{h}{6} \rightarrow$ la section est entièrement comprimée

c. **Vérification des contraintes :**

$$M_{ser} = 3.8 \quad N_{ser} = 472.32$$

$$e_a = \frac{3.8}{472.32} = 0.008$$

Section homogène est

$$B_{0= b*h+15(A_s+A'_s)} \rightarrow A_s = A'_s = 14.20cm^2$$

$$B = (30 * 40 + 15(14.20 + 14.20)) = 1626cm^2$$

V1 et V2 seront déterminés par l'équation du moment statique par rapport à la fibre la plus comprimée

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left(\frac{bh^2}{2} + 15(Ad' + A'd) \right) = \frac{1}{1626} \left(\frac{30 * 40^2}{2} + 15(14.2 * 4 + 14.2 * 36) \right)$$

$$v_2 = 40 - 20 = 20cm^2$$

Le moment d'inertie de la section totale homogène

$$I_0 = \frac{b}{3} * (v_1^3 + v_2^3) + 15 * (A(v_1 - c)^2 + A'(v_2 - c')^2)$$

$$I_0 = \frac{30}{3} * (20^3 + 20^3) + 15 * (14.2(20 - 4)^2 + 14.2(20 - 4)^2) = 269056cm^2$$

Condition limite :

$$e < CL1 = \frac{I_0}{B_0 * v_1} = \frac{269056}{1626 * 20} = 8.27cm^2$$

$$e = e_0 + \left(v_2 - \frac{h}{2} \right) = 0.008 + \left(20 - \frac{40}{2} \right) = 0.002cm < CL1$$

d. Vérification des contraintes :

En béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_s}{B_1} \right) + N_s \cdot e \cdot \left(\frac{v_1}{I} \right) = \left(\frac{472.32}{0.1626} \right) + 472.32 * 0.008 * \left(\frac{0.0020}{0.0026256} \right) = 2.90MPA$$

$$\sigma_{bc} = 2.90 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPA \dots \dots \dots CV$$

V.6.Vérifications des recommandations de l'EC8 :

Armatures longitudinales :

$$A_s \text{ adopté} = 14.20cm^2$$

On a :

$$1\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\% \rightarrow 1\% \leq \frac{14.20 * 100}{40 * 30} = 0.11 \leq 4\% \dots \dots \dots cv$$

Donc :

On augmente la section des armatures à : $A_s = 8HA16 = 16.08$

$$1\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\% \rightarrow 1\% \leq \frac{16.08 * 100}{40 * 30} = 0.13 \leq 4\% \dots \dots \dots cv$$

Au moins une armature longitudinale doit être placée entre les armatures d'angle.

Armature transversals :

$$\phi_t \geq 6mm$$

$$s_t < \min\left(\frac{B_0}{4}; 175mm; 8\phi_{lmin}\right)$$

$$\phi_t \text{ adopté} = 8mm \dots\dots\dots cv$$

B_0 : dimension minimal du noyau du béton.

- En zone de recouvrement :

L'espacement des armatures transversales = 10 cm CV

Armatures minimales :

$$A_{tmin} = s_t * \frac{\phi_L}{50} * \frac{f_{ulong}}{f_{utrans}} = 10 * \frac{16}{50} * 1 = 3.2cm^2$$

$$A_s \text{ adopté} = 16.08cm^2 > 3.2cm^2 \dots\dots\dots cv$$

ϕ_L : diamètre d'armature longitudinale en zone de recouvrement

Longueur de recouvrement :

$$L > (15\phi_L; 200mm).$$

$$L > (15 * 16 = 240mm; 200mm)$$

$$l_s = 60cm > (240mm; 200mm) \dots\dots\dots cv$$

Effort normal réduit :

$$\frac{N_{ed}}{A_c * f_{cd}} > 0.1$$

$$\frac{N_{ed}}{40 * 40 * 25} = \dots > 0.1 \dots\dots\dots cv$$

N : effort normal

A_c : aire de la section de l'élément

f_{cd} : contrainte de calcul de compression du béton

Conclusion :

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armature (A_{smin}) correspondante commandée par le règlement «RPA.99-V 2003». En zone II.

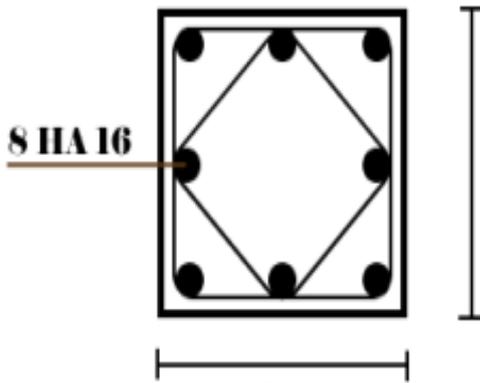


Figure .V 2:schéma de ferrailage des poteaux

V.7. Ferrailage des poutres:

V.7.1. Les poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vert les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable.

V.7.2. Les combinaisons de calcul :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes

- Selon BAEL 91 [2]:
 - ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
 - ELS : $G + Q$
- Selon le R.P.A 99 [1] :
 - $G + Q \pm E$

$0.8 G \pm E$

V.7.3. Recommandations du L'EC8 :

Coffrage :

$$b_w < \min(b_c + h_w; 2b_c)$$

h_w : hauteur de la poutre.

b_c : grande dimension de la section transversale perpendiculaire à l'axe de la poutre.

Armatures longitudinales :

Dans la zone tendue : [EC8-1/2.7.3.3]

$$\rho\phi > \rho_{max} = 0.5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b * d} < \rho_{max} = 0.65 \frac{f_{ed}}{f_{yd}}$$

$$\rho' = \frac{A'_{st}}{b * d}$$

$$f_{ed} = 0. \frac{8f}{\sigma * \gamma_b}$$

V.7.4. Armatures transversales :

$$\phi_t > 6mm$$

$$\text{Espacement} : < \min \left(\frac{H_w}{4}; 24\phi_t; 225mm; 8\phi_l \right)$$

H_w : hauteur de la poutre.

D'après le RPA :

a. Armatures longitudinales :

Pourcentage total minimal:

$$A_{smin} = 0.5\% . b . h$$

$$\text{Poutres principales} : 0.5\% * 30 * 40 = 6cm^2$$

$$\text{Poutres secondaires} : 0.5\% * 30 * 30 = 4.5cm^2$$

Pourcentage total maximal :

4 % b h en zone courante

- Poutres principales ($A_{s \max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48cm^2$)
- Poutres secondaires : ($A_{s \max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36cm^2$)

6 % b h en zone de recouvrement

- Poutres principales $A_{s \max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72cm^2$.
- Poutres secondaires : $A_{s \max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54cm^2$.

V.7.4. étapes de calcul de ferrailage :

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

Calcul du moment réduit à L'ELU :

$$\text{Si } \mu < \mu_1 = 0.392 \rightarrow SSA$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \beta d} \rightarrow A_{st} = 0$$

$$\text{Si } \mu > \mu_1 = 0.392 \rightarrow SDA$$

Exemple de calcul :

a. En appuis :

$$M_{ua} = -67.93 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$= \frac{67.93 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14.16}$$

$$= 0.123 < 0.392 \dots \text{SSA.}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.123}) = 0.164$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.164 = 0.934$$

La section fictive de l'acier tendu vaut :

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times z} = 5.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 6 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4Ø14 = 6.16 cm²

b. En travée :

$$M_{ut} = 40.38 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{40.38 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14.16} = 0.073 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.073}) = 0.094$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.094 = 0.962$$

La section fictive de l'acier tendu vaut :

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \beta d} = \frac{40.38 \times 10^3}{36 \times 348 \times 0.968} = 3.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 6 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4Ø14 = 6.16 cm²

V.7.5. Ferrailage des poutres principales

Tableau.V 2:des moments.

M	ELU	ELS	ELA
Mt(Kn.m)	40.38	29.54	30.02
Ma(Kn.m)	-67.93	-49.61	-57.14

Tableau.V 3: ferrailage de poutres principales en travées.

	Comb	Mmax Kn.m	M	OBS	β	AminRPA	As cm ²	choix	Acm ²
RDC	Acc	40.38	0.073	SSA	0.962	6	3.35	5HA14	7.70
Etage 1	Acc	40.38	0.073	SSA	0.962	6	3.35	5HA14	7.70
Etage2	Acc	40.38	0.073	SSA	0.962	6	3.35	5HA14	7.70
Etage3	Acc	40.38	0.073	SSA	0.962	6	3.35	5HA14	7.70
Etage 4	Acc	40.38	0.073	SSA	0.962	6	3.35	5HA14	7.70

Tableau.V 4: ferrailage de poutres principales en Appuis

	Comb	Mmax Kn.m	M	OBS	β	AminRPA	As cm ²	choix	Acm ²
RDC	Acc	67.93	0.123	SSA	0.934	6	5.80	5HA14	7.70
Etage 1	Acc	67.93	0.123	SSA	0.934	6	5.80	5HA14	7.70
Etage2	Acc	67.93	0.123	SSA	0.934	6	5.80	5HA14	7.70
Etage3	Acc	67.93	0.123	SSA	0.934	6	5.80	5HA14	7.70
Etage 4	Acc	67.93	0.123	SSA	0.934	6	5.80	5HA14	7.70

V.7.6. Ferrailage des poutres secondaires :

Tableau.V 5:des moments.

M	ELU	ELS	ELA
Mt(Kn.m)	33.22	24.10	45.17
Ma(Kn.m)	-36.06	-26.14	-50.12

Tableau.V 6: ferrailage de poutres secondaires en travées.

	Comb	Mmax Kn.m	M	OBS	β	AminRPA	As cm ²	choix	Acm ²
RDC	Acc	33.22	0.10	SSA	0.96	6	3.68	5HA14	7.70
Etage 1	Acc	33.22	0.10	SSA	0.96	6	3.68	5HA14	7.70
Etage2	Acc	33.22	0.10	SSA	0.96	6	3.68	5HA14	7.70
Etage3	Acc	33.22	0.10	SSA	0.96	6	3.68	5HA14	7.70
Etage 4	Acc	33.22	0.10	SSA	0.96	6	3.68	5HA14	7.70

Tableau.V 7:ferrailage de poutres secondaires en Appuis

	Comb	Mmax Kn.m	M	OBS	β	AminRPA	As cm ²	choix	Acm ²
RDC	Acc	-36.06	0.116	SSA	0.938	6	4.09	5HA14	7.70
Etage 1	Acc	-36.06	0.116	SSA	0.938	6	4.09	5HA14	7.70
Etage2	Acc	-36.06	0.116	SSA	0.938	6	4.09	5HA14	7.70
Etage3	Acc	-36.06	0.116	SSA	0.938	6	4.09	5HA14	7.70
Etage 4	Acc	-36.06	0.116	SSA	0.938	6	4.09	5HA14	7.70

V.7.7. Vérifications des poutres à l'ELU :

a. Vérification de la condition de non fragilité: Art A4.2.1 BAEL91

$$A_{ad} > A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e}$$

p.p :

$$\frac{0.23 * 30 * 36 * 21}{400} = 1.3cm^2$$

$$A_{ad} = 6.16cm^2 > A_{min...cv}$$

p.s :

$$\frac{0.23 * 30 * 27 * 21}{400} = 0.98cm^2$$

$$A_{ad} = 6.16cm^2 > A_{min...cv}$$

b. Justification sous sollicitation d'effort tranchant Art A.5.1.1 ,11 BAEL 91 modifiée 99

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente prise conventionnellement égale à :

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.64 f_{c28}^{2/3}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.64 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.64 \text{ MPa}$$

p.p :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0.87 \times 10^3}{300 \times 360} = 8.05 \times 10^3 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots cv$$

p.s :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0.77 \times 10^3}{300 \times 270} = 9.50 \times 10^3 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots cv$$

c. Influence de l'effort tranchant sur le béton Art A5.1.3.13 BAEL 91 modifiée 99

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28} * 0.4 * 0.9 * d * b}{\gamma_b}$$

p.p :

$$\tau_u \leq \frac{25 * 10^3 * 0.4 * 0.9 * 0.36 * 0.30}{1.5} = 648 \text{ KN} > T_u = 259.87 \text{ KN} \dots \dots \dots cv$$

p.s :

$$\tau_u \leq \frac{25 * 10^3 * 0.4 * 0.9 * 0.30 * 0.27}{1.5} = 486 \text{ KN} > T_u = 22.63 \text{ KN} \dots \dots \dots cv$$

d. Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

Appuis de rives Art A.5.1.3.12 BAEL91 On doit prolonger au-delà du bord de l'appui et y ancrer une section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant.

p.p :

$$A_{sancre} = \frac{T_u}{\sigma_s} = \frac{259 * 1000}{348 * 100} = 7.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 5HA14 = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{sancre} \dots \dots \dots cv$$

p.s :

$$A_{sancre} = \frac{T_u}{\sigma_s} = \frac{22.63 * 1000}{348 * 100} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{sancre} \dots \dots \dots cv$$

Appuis intermédiaires: Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime est inférieure à $0.9d$ on doit prolonger au delà du bord de l'appareil d'appuis (coté travée) et y ancrer une section suffisante pour équilibrer un effort égale à :

$$T_{u \max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}$$

$$\text{Donc } A_{st} \geq (T_{u \max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}) * 1 / \sigma_s$$

p.p :

$$A_{st} \geq (0.87 - \frac{67.93}{0.9*0.36}) * \frac{1}{348} * 10 = 5.99 \text{ cm}^2 < 10.70 \dots \dots cv$$

p.s :

$$(0.77 - \frac{36.06}{0.9*0.36}) * \frac{1}{348} * 10 = 4.24 \text{ cm}^2 < 10.70 \dots \dots \dots cv$$

e. Entrainement des barres Art A.6.1.3 BAEL 91

Pour qu'il n'y est pas entrainement des barres il faut vérifier:

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9*d*\sum\mu} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5*2.1 = 3.5 \text{ Mpa}$$

p.p :

$$\sum\mu = n\phi\pi = 8*1.4*3.14 = 35.17 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{67.93 * 10^3}{0.9 * 360 * 351.7} = 0.596$$

$$\tau_{se} = 0.596 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$$

p.s :

$$\sum\mu = n\phi\pi = 8*1.4*3.14 = 35.17 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{36.06*10^3}{0.9*270*351.7} = 0.422 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.422 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$$

f. Longueur de cisaillement BAEL91 : Art A.6.1, 23 :

$$L_s = \frac{\phi * f_e}{4 * \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 * \Psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.385 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1.6 * 400}{4 * 2.835} = 56.43 \text{ cm}$$

Le B.A.E.L limite $L_s = 40\phi$ pour l'FeE400.

Pour $\phi 16$: $L_s = 60 \text{ cm}$

Pour $\phi 14$: $L_s = 60 \text{ cm}$

La longueur hors de crochet L_c est au moins égal à $0.4L_s$

Pour $\emptyset 16$: $L_c=25\text{cm}$

Pour $\emptyset 14$: $L_c=25\text{cm}$

V.7.8. Vérification a l' ELS :

a. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e}$$

p.p :

$$A_{min}=0.23*30*36*(2.1/400)=1.30\text{cm}^2$$

p.s

$$A_{min}=0.23*30*27*(2.1/400)=0.99\text{cm}^2$$

$A_{adopté} \geq A_{min}$ la condition de non fragilité est vérifiée ;ainsi que les sections recommandées par le RPA

b. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

- Etat limite de compression du béton:

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_b \leq k\sigma_s \leq \bar{\sigma}_b=15\text{Mpa}$$

on calcule : $\rho_1 = \frac{100 * A_s}{b_0 * d} (k, \beta_1) \rightarrow$ entier du tableau a l' ELS

c. P.p :

Sur appui :

Le centre de gravité :

$$y = \frac{15 * A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b * (d * A_s)}{7.5 * (A_s)^2}} - 1 \right)$$

$$y=0.149$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * (A_s * (d - y)^2)$$

$$I = 1.045\text{m}^2 . \text{m}^2$$

Les contraintes :

$$K = M_{ser} / I = \frac{49.61 * 10^{-3}}{1.045 * 10^{-3}} = 47.47\text{Mpa/m}$$

Contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = K * y = 47.47 * 0.149 = 7.07 \text{Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{Mpa}$

Donc :

$$7.07 \text{Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots \text{cv}$$

En travée:

$$y = \frac{15 * A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b * (d * A_s)}{7.5 * (A_s)^2}} - 1 \right)$$

$$y = 0.268$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * (A_s * (d - y)^2)$$

$$I = 2.02 \text{m}^2 * \text{m}^2$$

Les contraintes :

$$K = M_{ser} / I = \frac{49.61 * 10^{-3}}{1.045 * 10^{-3}} = 14.62 \text{Mpa/m}$$

Contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = K * y = 14.62 * 0.268 = 3.91 \text{Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{Mpa}$

Donc :

$$3.91 \text{Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots \text{cv}$$

d. P.s :

Sur appui :

Le centre de gravité :

$$y = \frac{15 * A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b * (d * A_s)}{7.5 * (A_s)^2}} - 1 \right)$$

$$y = 0.101$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * (A_s * (d - y)^2)$$

$$I = 3.67 * 10^{-4} \text{m}^2 * \text{m}^2$$

Les contraintes :

$$K = M_{ser} / I = \frac{26.14 * 10^{-3}}{3.67 * 10^{-4}} = 71.22 \text{Mpa/m}$$

Contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = K * y = 71.22 * 0.101 = 7.19Mpa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15Mpa$

Donc :

$$7.19Mpa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15Mpa \dots \dots \dots cv$$

En travée :

$$y = \frac{15 * A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b * (d * A_s)}{7.5 * (A_s)^2}} - 1 \right)$$

$$y = 0.101$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * (A_s * (d - y)^2)$$

$$I = 3.67 * 10^{-4} m^2 . m^2$$

Les contraintes :

$$K = M_{ser} / I = \frac{24.1 * 10^{-3}}{3.67 * 10^{-4}} = 65.66 Mpa/m$$

Contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = K * y = 65.66 * 3.67 = 6.63Mpa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15Mpa$

Donc :

$$6.63Mpa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15Mpa \dots \dots \dots cv$$

V.7.9. Vérification de la flèche (CBA93 Art A.6.5) :

a. Poutres principales :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_{t \text{ ser}}}{10 M_{0 \text{ ser}}} \\ \frac{A_{s \text{ tra}}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec : $M_t = k * M_0$

K : est un coefficient réducteur $0.75 \leq k \leq 0.85$ on prend $k=0.8$

$$h/L \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{360} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.11 > 0.0625 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A_{s\ tra}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{10.7}{30 \cdot 36} + 0.009 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots cv$$

$$\frac{h}{l} \geq; \frac{M_{t\ ser}}{10 M_{0\ ser}} \rightarrow \frac{40}{399} = 0.1 \geq \frac{29.54}{10 \cdot 25.44} = 0.084 \dots \dots \dots cv$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.7.10. Calculer des armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort Tranchant; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de section des Armature longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuance feE235 et on considère la section la plus sollicitée pas l'effort tranchant:

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{h}{35}; \emptyset; \frac{b}{10} \right) = \min(1.14 ; 1.4 ; 3)$$

\emptyset_1 : Étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

Soit : $\emptyset_1 = 8mm$

On choisira un cadre + un étrier soit $A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$

a. Calcul des espacements :

Sens principale :

✓ **Pour la zone nodale :**

$$St \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_1; 30 \right) = \min(40/4 ; 12 \cdot 1.4 ; 30)$$

on adopte $St = 10\text{ cm}$

✓ **Pour la zone courante : (travée)**

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de : $St = 15\text{ cm}$.

Sens secondaire :

✓ **Pour la zone nodale :**

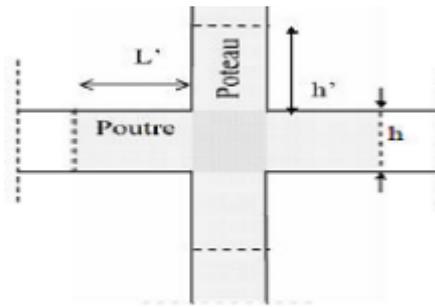
$$St \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_1; 30 \right) = \min(40/4 ; 12 \cdot 1.4 ; 30)$$

on adopte $St = 10\text{ cm}$

✓ **Pour la zone courante : (travée)**

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de : $S_t = 15 \text{ cm}$.



b. Détermination de la zone nodale :

$$L = 2 * h$$

Les pouters :

$$L = 2 * 40 = 80 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{p.p}(40 * 40).$$

$$L = 2 * 30 = 60 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{p.s}(30 * 40)$$

Remarque :

Le cadre d'armature transversal doit être dispose à 5 cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

c. Armatures transversale minimales :

$$A_t^{min} = 0.003 * S_t * b = 0.003 * 15 * 30 = 31.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_t^{min} = 31.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

d. Disposition des armatures :

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à:

- 1/5 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- 1/4 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive. La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à 1/10 de la portée.

V.7.11. Vérifications des recommandations de l'EC8 :

Coffrage :

Zone	Poutres principales				Poutres secondaires			
	Bw	Bc+Hw	2Bc	OBS	Bw	Bc+Hw	2Bc	OBS
1	30	76	72	cv	30	57	54	cv

Armatures longitudinales :

Dans la zone tendue :

$$\rho > \rho_{min} = 0.5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0.5 * \frac{2.56}{400} = 0.0032$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b * d} = \frac{7.70}{30 * 36} = 0.0071$$

$$0.0071 > 0.0032 \implies \rho > \rho_{min} \dots \dots \dots cv$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b * d} = 0$$

$$A'_s = 0$$

$$f_{ed} = \frac{0.8f}{\gamma_b * \sigma} = 14.17, f_{yd} = 348$$

$$\rho_{max} = 0.65 \frac{f_{ed}}{f_{yd}} = 0.026 > 0.0071 \implies \rho < \rho_{max} \dots \dots \dots c$$

Armatures transversales :

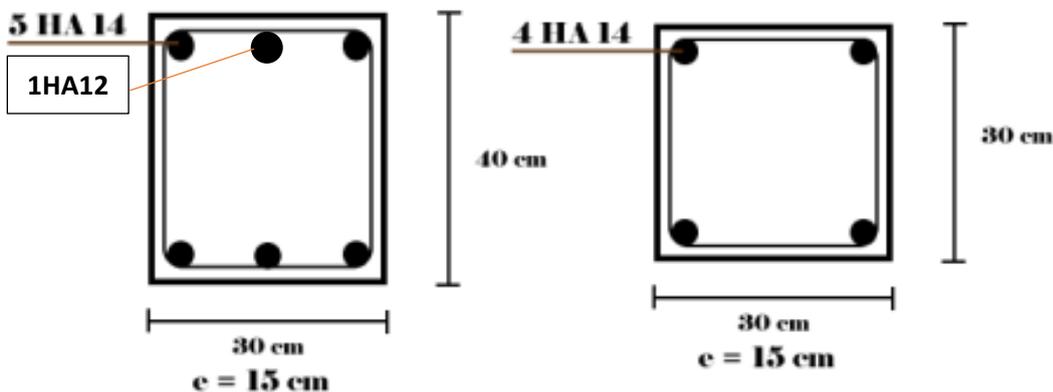
$$\phi_t > 6mm$$

$$\text{Espacement : } s_t < \min\left(\frac{h_w}{4}; 24\phi_t; 225mm; 8\phi_l\right)$$

$$s_t < \min(100mm; 192; 225mm; 112mm)$$

$$s_t = 10cm \dots \dots \dots cv$$

h_w : hauteur de la poutre .



Calcul des armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{max}\right)$$

$$\min\left(\frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 10\right) = 0.57 \text{ cm}$$

$\phi_{1.02} > 0.571$ on prend 6 mm

On adopté $2\phi 6 \rightarrow A_T = 0.571 \text{ cm}^2$

$$S_t = \frac{0.57 * 400}{10 * 0.4}$$

En prend $S_t = 16 \text{ cm}$

a. Vérification à l'ELU:

Vérification de la contrainte tangentielle:

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \text{ «Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_{u \max}}{b_{0 \max} * d} = \frac{11.82 * 10^3}{100 * 180} = 0.66 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.66 < \bar{\tau}_u = 3.25 \dots \dots \dots \text{ cv}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 * 10 * 18 * \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ cv}$$

En appuis:

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte d'adhérence :

On doit vérifier que : $\tau_{se} > \bar{\tau}_{se}$

Avec : $\tau_{se} = \frac{v_{u \max}}{0.9 * d \sum \mu} = \frac{11.82 * 10^3}{0.9 * 180 * 3 * 10 * 3.14} = 0.77 \text{Mpa}$

$\overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{Mpa} > \tau_{se} = 0.77 \text{Mpa} \dots \dots \dots cv$

Influence de l'effort tranchant sur le béton :

On doit vérifier que :

$v_{u \max} \leq 0.267 * b_0 * a * f_{c28}$

$v_{u \max} \leq 0.267 * 0.10 * 0.9 * 0.18 * 25 * 10^3 \leq 108.13$

Appuis de rive :

$v_{u \max} = 10.99 \text{KN} < 108.13 \text{KN} \dots \dots \dots cv$

Appuis intermédiaires :

$v_{u \max} = 11.82 \text{KN} < 108.13 \text{KN} \dots \dots \dots cv$

Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que : $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(v_{u \max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right)$

Appuis de rive :

$A = 1.57 \geq \frac{1.15}{400 * 10^{-1}} \left(10.99 + \frac{1.24}{0.9 * 0.18} \right) = 0.53 \text{cm}^2$

$A = 1.57 \text{cm}^2 \geq 0.53 \text{cm}^2 \dots \dots \dots cv$

Appuis intermédiaires :

$A = 1.57 \geq \frac{1.15}{400 * 10^{-1}} \left(10.99 + \frac{5.76}{0.9 * 0.18} \right) = 1.36 \text{cm}^2$

$A = 1.57 \text{cm}^2 \geq 1.36 \text{cm}^2 \dots \dots \dots cv$

Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires:

On doit vérifier que : $\sigma_{bc \max} = \frac{v_{u \max}}{b_0 * a} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Avec : $a = 0.9d$

$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.3 * 25 / 1.5 = 21.66 \text{Mpa}$

$$\sigma_{bcmax} = \frac{11.82 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 180 \cdot 100} = 0.72 \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots cv$$

ELS:

Etat limite de compression du béton :

Aux travées :

$$M_{tmax} = 5.27 Kn.m$$

La contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 * d} = \frac{100 * 2.35}{18 * 10} = 1.3$$

$$\beta_1 = 0.48 \rightarrow k = 0.05$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 * d * A_s} = \frac{5270}{0.48 * 18 * 2.35} = 259.55 Mpa \leq 348 Mpa$$

$$\sigma_b = 0.05 * 259.55 = 12.97 < 17 Mpa \dots \dots \dots cv$$

Aux appuis :

$$M_{amax} = 4.18 Kn.m$$

La contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 * d} = \frac{100 * 1.57}{18 * 10} = 0.87$$

$$\beta_1 = 0.65 \rightarrow k = 0.04$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 * d * A_s} = \frac{4180}{0.65 * 18 * 1.57} = 227.55 Mpa \leq 348 Mpa$$

$$\sigma_b = 0.04 * 227.55 = 9.10 < 15 Mpa \dots \dots \dots cv$$

V.8. Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. et le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003 et le règlement parasismique européen l'EC8.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

V.8.1. Recommandations de l'EC8 : [EC861/AN/5.4.3.5]

- **Armatures verticales :**

$$A_{smin} = \max \left(0.26 \times \frac{f_{ctm} \times b_t \times d}{f_{yu}} ; 0.0013 b_t \times d \right)$$

$$A_{SU} \left\{ \begin{array}{l} A_{su min} = 0.002 b_t \times L \\ 0.004 b_t \times L ==> \text{hors zone de recouvrement} \\ 0.008 b_t \times L ==> \text{en zone de recouvrement} \end{array} \right\}$$

- **Armatures horizontales :**

$$A_{st max} = \max(0.25 A_s ; 0.001 b_t \times L)$$

- **Coffrage :**

$$b_w > \left(0.15 ; \frac{h_s}{20} \right)$$

a. Les combinaisons des actions:

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous:

BAEL.91/modifié99 : RPA.99/modifié2003:

ELU: 1.35G+1.5Q 0.8 G+E

ELS: G+Q

G +Q +E

b. Exposé de la méthode:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} \end{array} \right\}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V': bras de levier, $V = V' = L_{voile}/2$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats. Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) d σ donnée par :

$$(d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} Lc \right))$$

h_e: hauteur entre nus du planchers du voile considéré **L_c**: la longueur de la zone comprimée.

L_c : la longueur de la zone comprimée $Lc = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L$

Lt: longueur tendue = $L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues:

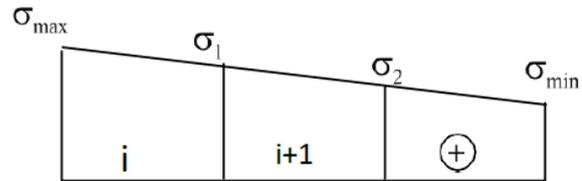
- **Section entièrement comprimée:**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d \cdot e$$

Avec :

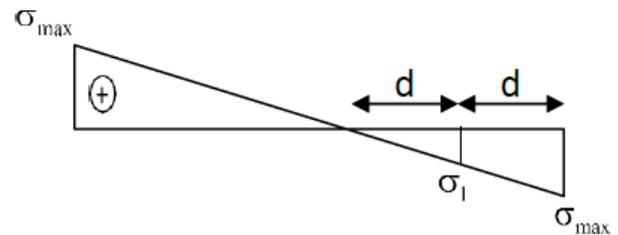
e : épaisseur du voile.



- **Section partiellement comprimée:**

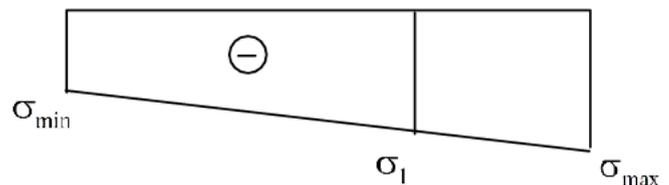
$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} d \cdot e$$



- **Section entièrement tendue:**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d \cdot e$$



- **Section entièrement comprimée:**

$$A_V = \frac{N_i + B \cdot F_{bc}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

σ_{s2} : Contrainte de l'acier

- **Section partiellement comprimée:**

$$A_V = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier

- **Section entièrement tendue:**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier

c. Armatures minimales :

- **Pour une Section entièrement comprimée :**

$$A_{min} \geq \frac{4cm^2}{ml} \text{ (Art A. 8.1, 2IBAEL91 modifiées 99)}$$

- **Pour une Section entièrement tendue:**

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{BF_{t28}}{F_e} ; 0.15\%B \right\}$$

- **Section partiellement comprimée:**

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{0.23BF_{t28}}{F_e} ; 0.005B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue. Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0.2%** de la section horizontale du béton tendu.

d. Armatures verticales :

Le ferrailage sera fait sous la combinaison : $G + Q \pm E$; $0,8G \pm E$

on a le cas le plus défavorable est $G + Q + E_y$

Les sollicitations :

$$\text{On a: } \begin{cases} M = -155.5KN.M \\ N = -213KN \\ T = 57.5KN \end{cases}$$

Les voiles pour RDC + étage courant :

On utilise la méthode de NAVIER : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times y}{I}$

A : La surface de voile

I : Le moment d'inertie

V et V' : Position de centre de gravité

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 3.4m \\ e = 0.15 m \\ A = e \times L = 0.15 \times 3.4 = 0.51m^2 \\ I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.15 \times (3.4)^3}{12} = 0.49m^4 \\ V = V' = \frac{L}{2} = \frac{3.4}{2} = 1.7m \end{array} \right.$$

Calcul des contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \times V = -957.14KN/m^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} \times V' = 121.84KN/m^2 \end{array} \right.$$

(σ_1, σ_2) sont de signes opposés \rightarrow La section du voile est partiellement comprimée. En utilisant la formule de 'NAVIER-BERNOULLI' on évalue la longueur de la zone tendue à partir des triangles semblables.

f. La longueur de section comprimée :

$$Lc = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = 0.89m$$

Avec :

L : la longueur de voile.

σ_1 : La contrainte de compression.

σ_2 : La contrainte de traction

- **Section entièrement comprimée**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}Lc\right) \Rightarrow d \leq \min(1.53; 0.59)$$

$$d = 0.59$$

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d \cdot e = \frac{957.14 + 957.14}{2} \times 0.59 \times 0.15 = 84.71KN$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d \cdot e = \frac{957.14 + 121.84}{2} \times 0.59 \times 0.15 = 47.75KN$$

Calcul des sections d'armatures verticales :

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot F_{bc}}{\delta_{s2}} d \cdot e = \frac{84.81 + 3.4 \times 25}{400} = 0.42 = 4.2cm^2$$

B : section du voile.

δ_{s2} : contrainte de l'acier

e. Armatures minimales :

- pour une section entièrement comprimée :

$$A_{min} \geq \frac{4cm^2}{ml} \text{ (Art A.8.1,21BAEL91modifiées99)}$$

$$4.11 cm^2 \geq \frac{4cm^2}{ml} = 4cm^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

On adopter :

$$6 \Phi 14(e=15) \Rightarrow A_s = 9.24cm^2$$

f. Armatures horizontales :

D'après le BAEL 94 :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31cm^2$$

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4} ; 0.15\%B \right\} = 2.31cm^2$$

Soit : 4HA12 = 4.51cm²/ml avec : st = 25cm.

Vérification de cisaillement :

Il faut vérifier : $\dots\dots\dots\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Sous les combinaisons sismiques $\rightarrow V_u = 57.57 KN$

$$\tau_u = \frac{1.4 V_u}{b \times d} = \frac{1.4 V_u}{b \times 0.9 \times h} = \frac{1.4 \times 57.57 \times 10^3}{0.9 \times 100 \times 340} = 2.63MPa$$

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5MPa$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots$ condition vréifiée.

On adopter:

$$6 \Phi 14 (e=15) \Rightarrow A_s = 9.24 cm^2$$

- Armatures transversales :

Les armatures transversales des voiles sont des armatures rondes lisses de nuance FeE235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures. Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile.

Dont le diamètre des armatures σ_t est tel que $\phi_t \geq \phi_v / 3$, ϕ_v étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

$$\phi_v = 12mm \dots \dots \dots \phi_t \geq 12/3 = 4mm \dots \dots \dots \text{on adopte : } \phi_t = 6mm$$

V.8.1. Vérifications des recommandations de l'EC8 :

- Armatures verticales :

$$A_{smin} = \max \left(0.26 \times \frac{2.56 \times 15}{400}; 0.0013 \times 15 \times 306 \right)$$

$$A_{smin} = \max (7.64 ; 5.57)$$

$$A_{smin} = 9.24 \text{ cm}^2 > 7.64 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_{su} \begin{cases} A_{su \text{ min}} = 0.002b_t \times L = 12 \text{ cm}^2 > 9.24 \text{ cm}^2 \\ A_{su \text{ max}} \begin{cases} 0.004b_t \times L = 24 \Rightarrow \text{hors zone de recouvrement} \\ 0.008b_t \times L = 48 \Rightarrow \text{en zone de recouvrement} \end{cases} \end{cases}$$

DONC : on augmente la section d'armatures a : $A_s = 10.2 \text{ cm}^2$.

Pour :

$$A_{smin} \leq A_s \leq A_{smax} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

On adopter:

$$A_s = 12 \text{ cm}^2 = 8HA14 = 12.36 \text{ cm}^2 \quad e = 10 \text{ cm}$$

- Armatures horizontales :

$$A_{st \text{ min}} = \max(0.25 A_s ; 0.001 b_t \times L)$$

$$A_{st \text{ min}} = 5.1 \text{ cm}^2 > \max(1.13 \text{ cm}^2 ; 5.1 \text{ cm}^2)$$

DONC : on augmente la section d'armatures a : $A_{st} = 6 \text{ cm}^2$

On adopter:

$$A_{st} = 6 \text{ cm}^2 = 6H12 = 6.79 \text{ cm}^2 \quad e = 25 \text{ cm}$$

Coffrage :

$$b_w = 15 \text{ cm} > \left(0.15 ; \frac{300}{20} \right) = 2.25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

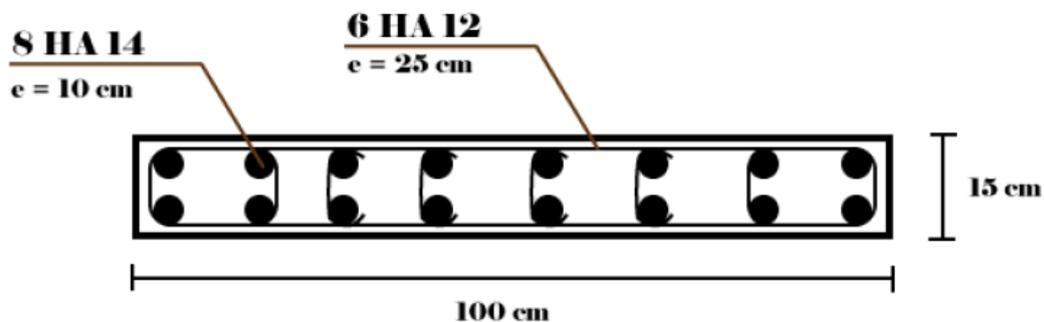


Tableau.V 8:schéma de de ferrailage des voiles 15 cm

V.9. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnées et armés.

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

En outre que la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

***Chapitre VI : Etudes
Des Fondations***

VI.1. Introduction :

Les fondations d'un bâtiment constituent la partie d'un ouvrage de bâtiment ou de travaux public qui a pour objet de transmettre et de répartir les charges sur le sol.

Le type de fondation dépend de la nature du sol et des ces capacités à supporter le projet de construction.

Il y a deux types de fondation selon leurs modes d'exécution :

a. Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont:

- Les semelles continues sous murs
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

b. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VI.2. Etude du sol :

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 1 bar (sol meuble).

Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m³ de ciment.

VI.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder
- La nature du terrain et sa résistance
- Profondeur du bon sol
- Le tassement du sol

Remarque :

Vue la surface du bâtiment par rapport à la hauteur, et la nature du sol sur lequel va être fondé notre ouvrage. On optera pour des fondations superficielles

VI.3.1. Semelles isolés sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{Smax} qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\delta_{sol}}$$

Homothétie des dimensions

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} + k \Rightarrow \frac{30}{40} + 1$$

D ou $A=B$

Alors $B > \sqrt{N_{ser}} \div \delta_{sol}$

Application numérique :

$N_{ser} = 6097,25 \text{ KN}$; $\sigma_{sol} = 0.1 \text{ MPa}$

$B \geq \sqrt{6097,25 \div 100} = 7,80 \text{ m} \Rightarrow A = B = 6.87 \text{ m}$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors on opte pour des semelles filantes.

Donc :

On vérifie es que la semelle filante est valable : On utilise :

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \delta_{sol}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte admissible de sol

$S_{semelle}$: Surface de la fondation

N_{ser} : Effort normal appliqué sur les fondations

$$S_{semelle} = \frac{N_{ser}}{\delta_{sol}} = \frac{6097,25}{100} = 60,97 \text{ m}^2$$

Pourcentage d'occupation de la surface d'après ²< DTR.BC.2.2 > pour le choix de fondation :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{60,97}{139,81} = 0,43 \Rightarrow 43\% < 50\%$$

Conclusion :

D'après les résultats d'utilisation de loi pour choisir le type de fondation on à la surface des semelles est de 42 % < 50 % , alors on utilise les semelles filantes que un type de fondation pour se structure.

VI.3.2. Semelles filantes:

a. Hypothèse de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncidente avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

• **Étape de calcule:**

On a deux cas :

- Semelle filante sous 2 poteaux.
- Semelle filante sous voile.

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivants une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

VI.4. Détermination de la charge totale transmise à la fondation :

Tableau.VI 1:Détermination de la charge totale transmise à la fondation

	SF sous 4 poteaux (KN)	SF sous voile (KN)
$\sum N_s$	1421,6	666,68

VI.5. Calculs de la semelle filante sous mur voile et poteau:

- Les semelles filantes doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.
- La méthode de calcul d'une semelle filante est la même que pour une semelle isolée sauf que le calcul se fait dans un sens : sens transversal.
- Les armatures principales sont les aciers transversaux, les armatures secondaires servent de chainages et d'aciers de répartition.
- Le calcul du ferrailage est obtenu pour un mètre de longueur de la semelle, la hauteur est calculée de la même manière que pour une semelle isolée.

Pré dimensionnement des semelles filantes :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} = \delta_{sol}$$

Avec :

$$\delta_{sol} = 1bar = \frac{100 kn}{m^2} = 0.1mpa$$

Tableau.VI 2:La surface de la semelle

	SF sous 4 poteaux (KN)	SF sous voile (KN)
$S(m^2)$	14,21 m ²	6.66 m ²

La longueur totale de la semelle filante est donnée par :

$$L = 12m$$

Donc :

$$B > \frac{sf}{l}$$

Tableau.VI 3:La longueur totale de la semelle filante

	SF sous 4 poteaux (KN)	SF sous voile (KN)
S(m ²)	1,18m	0.55 m
On opte	1.20 m	1.20 m

La hauteur de la paillasse est donnée par la relation suivante :

$$d > \frac{B-b}{4}$$

$$ht = d + 0.05$$

Tableau.VI 4:La hauteur de la paillasse est donnée par la relation

	SF sous 4 poteaux (KN)	SF sous voile (KN)
d(m ²)	0.20 m	0.20 m
Ht	0.25 m	0.25 m
On opte	30 cm	30 cm

VI.6. Vérification des semelles filantes :

VI.6.1. Vérification au poinçonnement :

La fraction de la charge P directement transmise au sol n'est donc pas appondre en compte dans la vérification de poinçonnement.

Il reste a vérifié la contrainte de poinçonnement τ avec la charge :

$$\tau = \frac{P1}{2h} \leq \tau_{lim} = 0,045 \frac{f_{c28}}{\gamma b} = 0,75 Mpa$$

$$P1 = p \left(1 - \frac{a + \frac{5h}{3}}{A} \right)$$

Sous 4 poteaux

$$P1 = 1421,6 \left(1 - \frac{0,4 + (5 * \frac{0,4}{3})}{1,2} \right) = 157,95$$

$$\tau = \frac{157,95}{2 * 0,4} = 179,43 = 0,19 Mpa$$

$$\tau = 0.19 \leq \tau_{Lim} = 0.75 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sous voile :

$$P1 = 666,68 \left(\frac{1 - 0,4 + 5(0,4)/3}{1,2} \right) = 74,07$$

$$\rightarrow \tau = \frac{74,07}{2(0,4)} = 92,58 \text{ Mpa}$$

$$\tau = 0.092 \leq \tau_{Lim} = 0.75 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.6.2. Vérification des contraintes :

a. L'excentricité :

Sous 4 poteaux

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{5,33}{1421,6} = 0,003m < \frac{b}{6} = 0,0066 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sous voile

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{9,04}{666,68} = 0,01m < \frac{b}{6} = 0,0066 \quad \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification de la stabilité au renversement:

Sous 2 poteaux

$$\frac{B}{4} = 30m \implies e_0 = 0,003m \leq \frac{B}{4} = 0,030m \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sous voile

$$\frac{B}{4} = 30m \implies e_0 = 0,01m \leq \frac{B}{4} = 0,030m \quad \text{Condition vérifiée}$$

1. VI.6.3. Ferrailage des semelles filantes :

On a :

Sous 4 poteaux

$$e_0 = 0,003m \leq \frac{B}{24} = 0,05m \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sous voile :

$$\frac{B}{4} = 30m \implies e_0 = 0,01m \leq \frac{B}{24} = 0,05m \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc :

Sous 2 poteaux

$$A_s = \frac{N(1 + \frac{3e_0}{b})(B-b)}{8d\delta_s} = \frac{1421,6(1 + 3\frac{0,003}{1,2})(1,2-0,4)}{8(35,2)} = 4,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 6 HA 12 = 6.79 cm²

Sous voile

$$A_s = \frac{N(1 + \frac{3e_0}{b})(B-b)}{8d\delta_s} = \frac{666,68(1 + 3\frac{0,003}{1,2})(1,2-0,4)}{8(35,2)} = 6.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 6 HA 12 = 6.79 cm²

❖ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s * B}{4}$$

Sous 4 poteaux :

$$A_r = \frac{A_s * B}{4} = \frac{6,79 * 1,2}{4} = 2,037 \text{ cm}^2$$

DONC : Ar = 6 HA 12 = 6.79 cm²

Sous voile :

$$A_r = \frac{A_s * B}{4} = \frac{6,79 * 1,2}{4} = 2,037 \text{ cm}^2$$

DONC: $A_r = 6 \text{ HA } 12 = 6.79 \text{ cm}^2$

❖ **L'espacement :**

$$e \geq 6.\varnothing + 6 \Rightarrow e \geq 6(1.2) + 6 = 13.2 \text{ cm}$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$

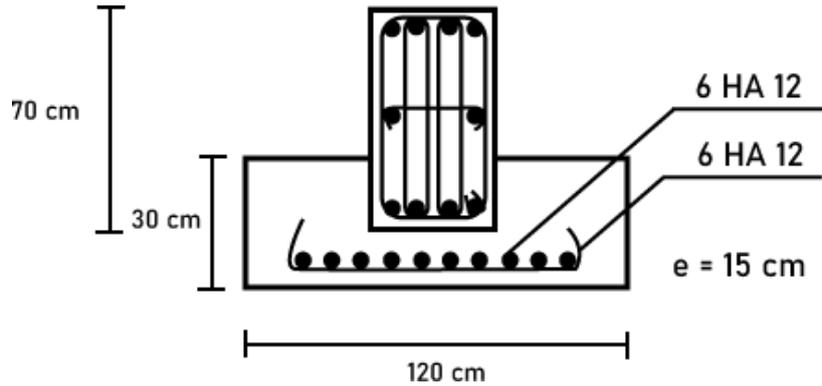


Figure.VI 1:schéma des semelles filantes

VI.7. Etude des longrines :

Les longrines servent à enchaîner les semelles et éviter le déplacement des poteaux et des murs, les uns par rapport aux autres.

Dans notre cas les longrines seront calculées pour supporter une force de traction : $F = N/\alpha > 20$ Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : coefficient en fonction de la zone sismique et la catégorie du sol. (Zone II, site ferme S3) donc : $\alpha = 15$

Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, les dimensions minimales de la section transversale (des longrines sont (25x30) cm.

Pour le site S3, on choisit donc une section de (35x40) cm.

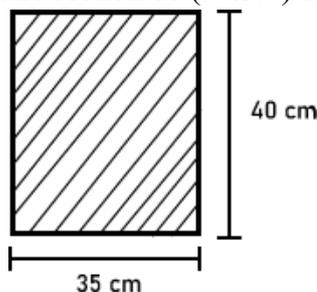


Figure.VI 2:Dimensionnement des longrines

VI.8. Ferrailage de la longrine:

On ferraille une longrine soumise à l'effort N le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour toutes les longrines.

❖ **Armatures longitudinales :**

$$N_{max} = 472,32 \text{ KN}$$

$$F_{\alpha} = \frac{N}{\alpha} = \frac{472,32}{15} = 31,49 \text{ Kn}$$

$$A_s = \frac{F}{\delta_s} = \frac{31,42}{348} = 0,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.6\% \times b \times h = 0.006 \times 35 \times 40 = 8.4 \text{ cm}^2$$

Donc on opte : $6HA14 = 9.24 \text{ cm}^2$

❖ **Armatures transversales :**

$$\varnothing_{t \leq \min(\frac{h}{30}; \varnothing_t; \frac{b}{10})} \rightarrow \varnothing_{t \leq \min(\frac{40}{30}; 1,14; \frac{35}{10})} = 1,14 \text{ cm}$$

On adopte pour un cadre $\varnothing 8$ et une épingle $\varnothing 8$.

❖ **Espacement des cadres :**

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 15\varnothing_t) \implies S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 15 \times 1.14) = 20 \text{ cm}$$

Donc on prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

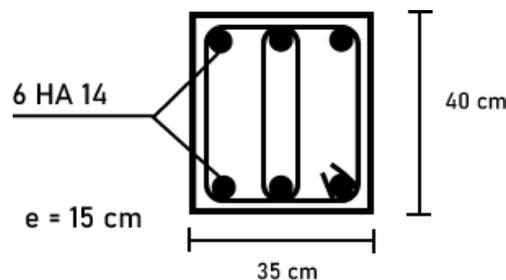


Figure.VI 3:Schéma de ferrailage des longrines

❖ **Etude de la poutre de rigidité :**

Dimensionnement de la poutre de rigidité :

La hauteur de la poutre de rigidité est :

$$\frac{l}{9} \leq ht \leq \frac{l}{6} \text{ avec : } l = 4,20 \text{ m}$$

$$\frac{420}{9} \leq ht \leq \frac{420}{6} \implies 46,66 \leq ht \leq 70$$

On prend : $h = 70 \text{ cm}$

La largeur de la poutre de rigidité est : $\frac{1}{3} \leq b \leq \frac{2}{3}h \implies 23,33 \leq b \leq 46,66$

On prend : $b = 40 \text{ cm}$

VI.8.1. Ferrailage à l'ELU :

Dans le sens longitudinal de la semelle continue, en dehors de la largeur de la poutre de rigidité, on place des armatures de montage.

Dans le sens transversal le calcul des armatures se fait par la méthode des bielles.

VI.8.2. Ferrailage de la poutre de rigidité :

Le schéma statique de la poutre de rigidité est équivalent à une poutre continue sur plusieurs appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé (méthode forfaitaire, ou méthode de trois moments).

D'après les résultats du robot on a :

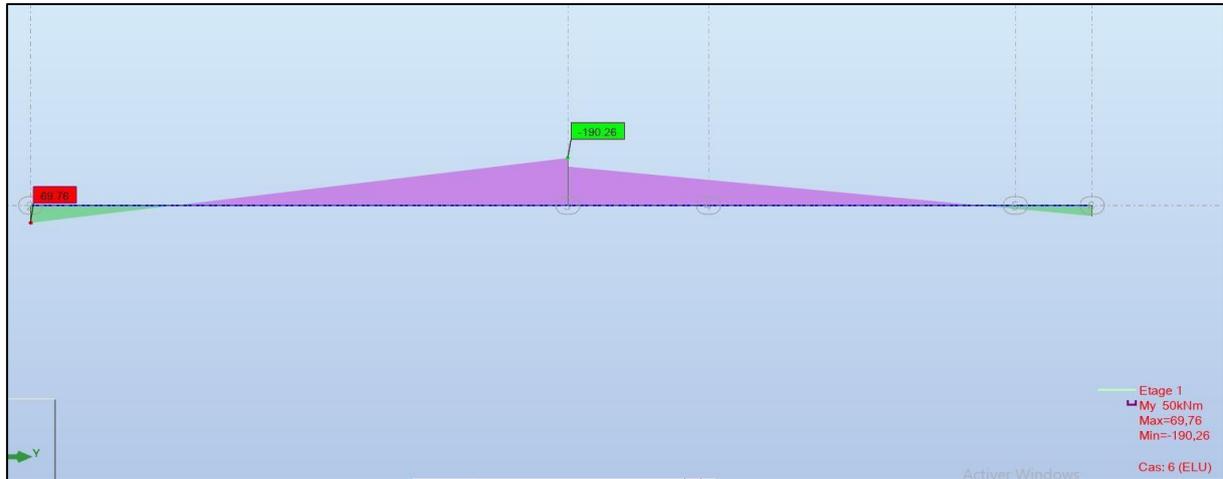


Figure.VI 4:diagramme des moments de la poutre de rigidité

VI.8.3. Le calcul du ferrailage est résumé dans les tableaux suivants :

❖ On utilise pour le calcul les formules suivant :

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$Au = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \delta_s}$$

❖ On a les résultats suivants :

Tableau.VI 5:Les moments en appuis 1

	M _t (KN.m)		obs	β	A _u (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A _u adopté (cm ²)
1 - 2	69.76	0.031	SSA	0.984	3.23	18	9 HA16	18.10
2 - 3	69.76	0.031	SSA	0.984	3.23	18	9 HA16	18.10

Tableau.VI 6:Les moments en appuis 2

Appuis	$M_a(KN. m)$	μ	obs	β	$A_u(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	Ferrailage	A_u adopté (cm^2)
1	190.26	0.084	SSA	0.955	9.09	18	9 HA16	18.10
2	190.26	0.084	SSA	0.955	9.09	18	9 HA16	18.10
3	190.26	0.084	SSA	0.955	9.09	18	9 HA16	18.10

VI.8.4. Armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \emptyset l\right) \implies \emptyset \leq \min\left(\frac{70}{30}; \frac{40}{10}; 2\right) \implies \text{on adopte } \emptyset = 8\text{mm}$$

VI.8.5. Calcul des espacements :

Selon le BAEL91

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

$$S_t \leq \min\{56.7 ; 40 \text{ cm} \} = 40 \text{ cm}$$

Selon le RPA99 :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \emptyset\right) \implies S_t \leq \min\{17.5 ; 24 \}$$

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

- Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35\text{cm}$$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification au cisaillement (Fissuration peut préjudiciable)

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 61.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

VI.8.6. La longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement $L_s \geq 40\emptyset$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieur et inférieur doit être effectué avec des crochets 90°.

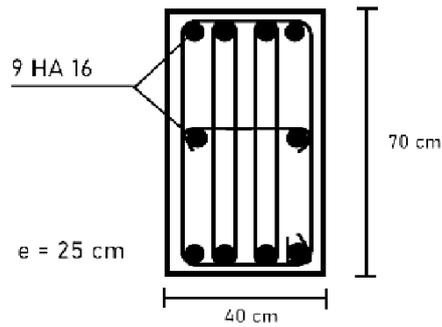


Tableau.VI 7:schéma de ferrailage des poutres de rigidité

VI.9. Conclusion

Dans cette étude, on a effectué une analyse comparative des résultats obtenus pour chaque paramètre considéré, zonage, classification des ouvrage, coefficient de comportement, l'effort tranchant à la base, la ductilité... etc. pour une structure (Poteaux poutres).

L'effort tranchant à la base obtenue par la règle RPA99v03 est égal à deux fois l'effort tranchant de l'Eurocode. Ceci s'explique par la différence entre les combinaisons d'action sismique et le spectre de réponse élastique

Conclusion générale

Conclusion générale

Dans ce projet, nous avons mené une étude approfondie d'un bâtiment en béton armé R+4, cette étude nous a permis de mettre en pratique l'ensemble des connaissances acquises au cours de notre formation de master, d'approfondir notre compréhension à travers l'analyse de documents techniques et réglementaires, et d'appliquer des méthodes de calcul modernes. Plusieurs conclusions importantes ont pu être tirées de cette étude, parmi lesquelles :

- Il est essentiel d'assurer une qualité rigoureuse tant des matériaux que de leur mise en œuvre, car une construction peut s'effondrer si des matériaux de qualité médiocre ou une exécution défailante sont employés.
- L'intensité des forces sismiques qui s'exercent sur un bâtiment lors d'un séisme dépend non seulement des caractéristiques du mouvement sismique lui-même, mais aussi de la structure sollicitée.
- La disposition ainsi que les dimensions des voiles jouent un rôle déterminant dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- La vérification de l'effort normal réduit a conduit à une augmentation des sections des poteaux initialement estimées lors du pré dimensionnement.

Enfin une semelle filante s'est révélée être le type de fondation le plus adapté pour la structure étudiée.

Références
Bibliographiques

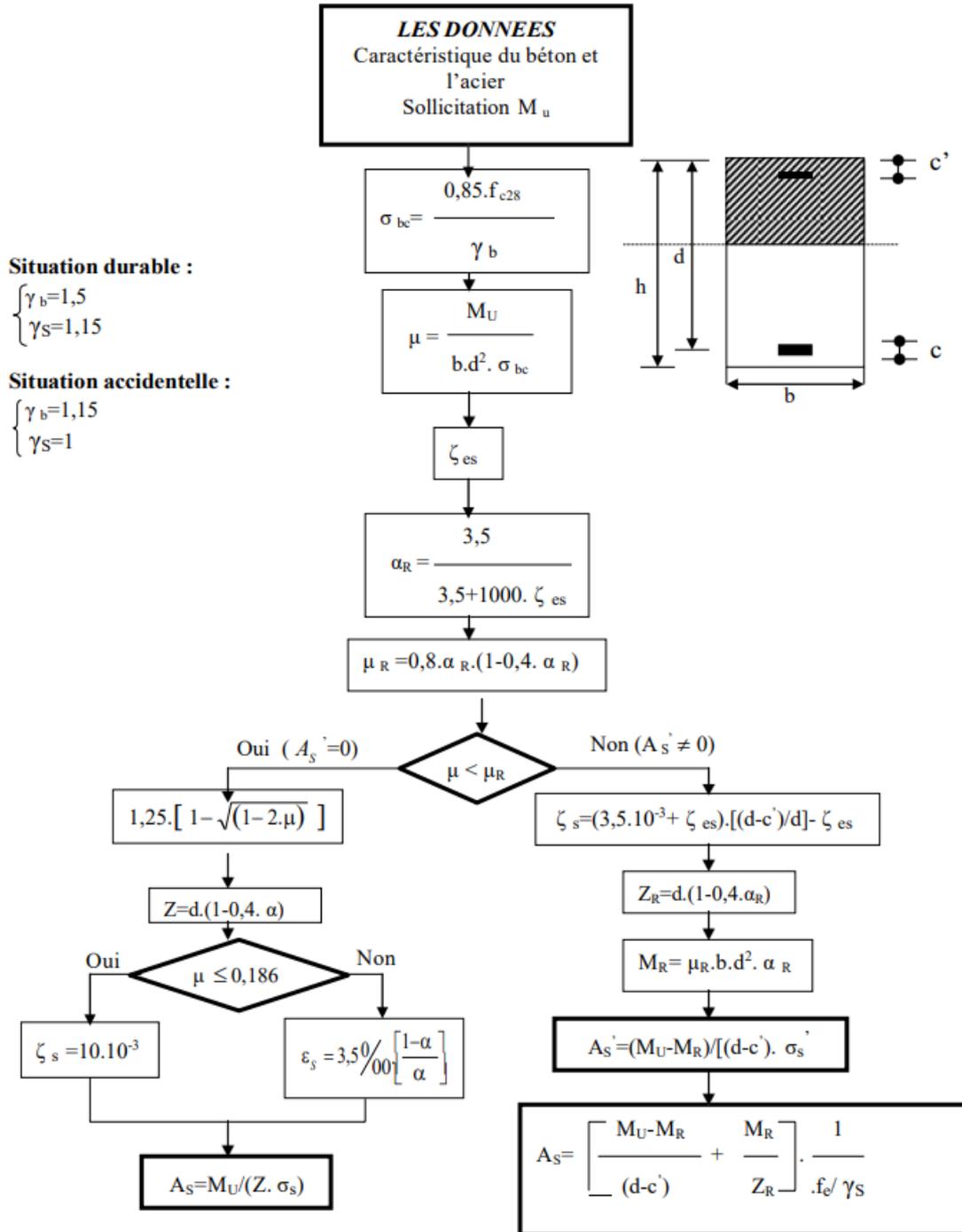
Références bibliographique

- [1]DTR-B-C2-48 « règle parasismiques algériennes R.P.A.99 version 2003 » ,Ministère de l’habitation , janvier 2004
- [2]D.T.U « charges permanents et sur charges d’exploitations » O.P.U.1989.
- [3]Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91
- [4]Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL mod 99
- [5] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93
Cours de projet structure en béton armé (Master 2 GC) Dr. Abdelkader Brahim.
- Cours de modélisation de structure (Master 2 GC) Dr. Boukour Salima
- Mémoire étude et simulation d’un bâtiment R+7 (Benlaribi ,Aiouz)
- Logiciel d’analyse des structures ROBOT version 2010.
- WORD 2016.
- AUTO CAD 2010.

Annexes

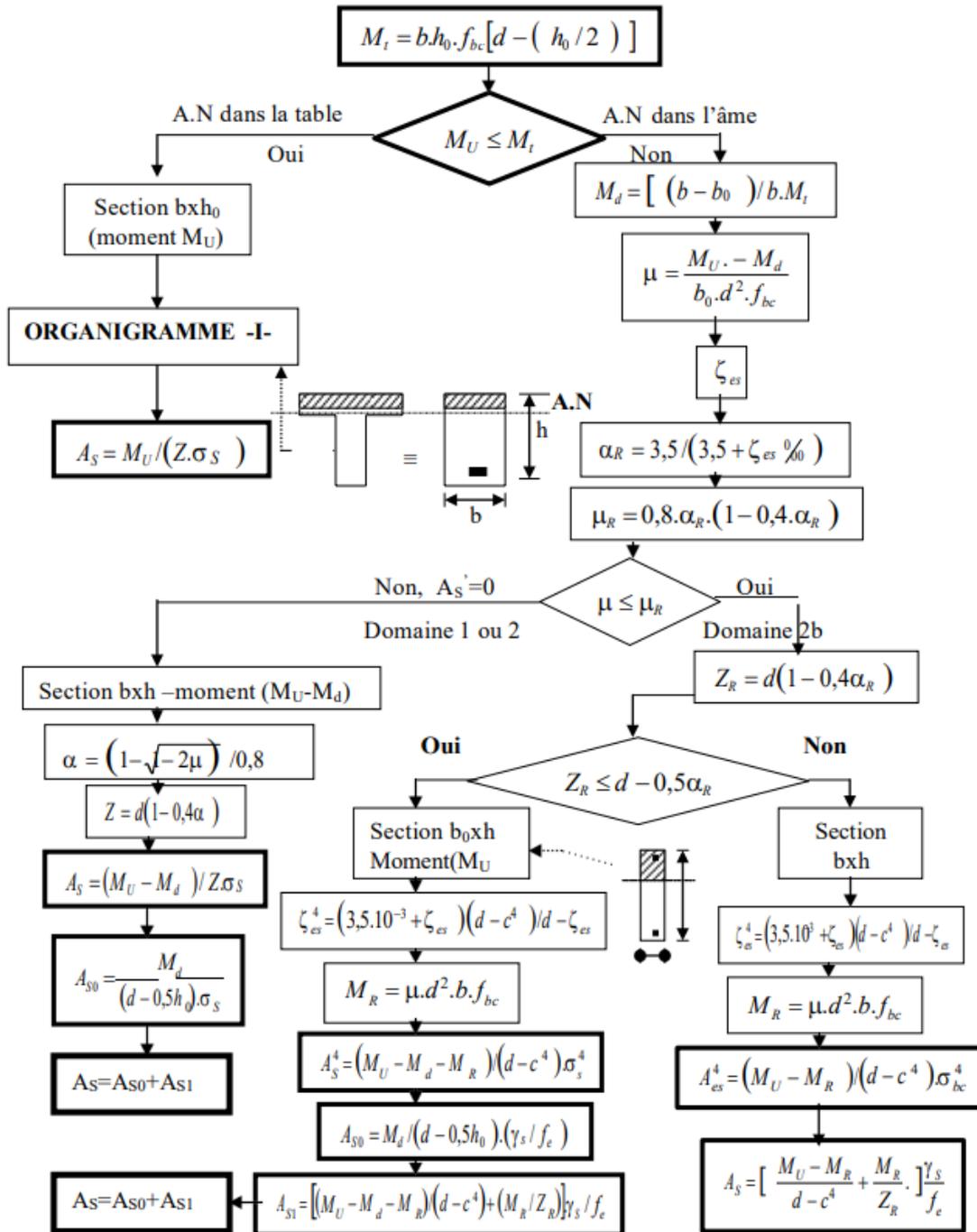
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



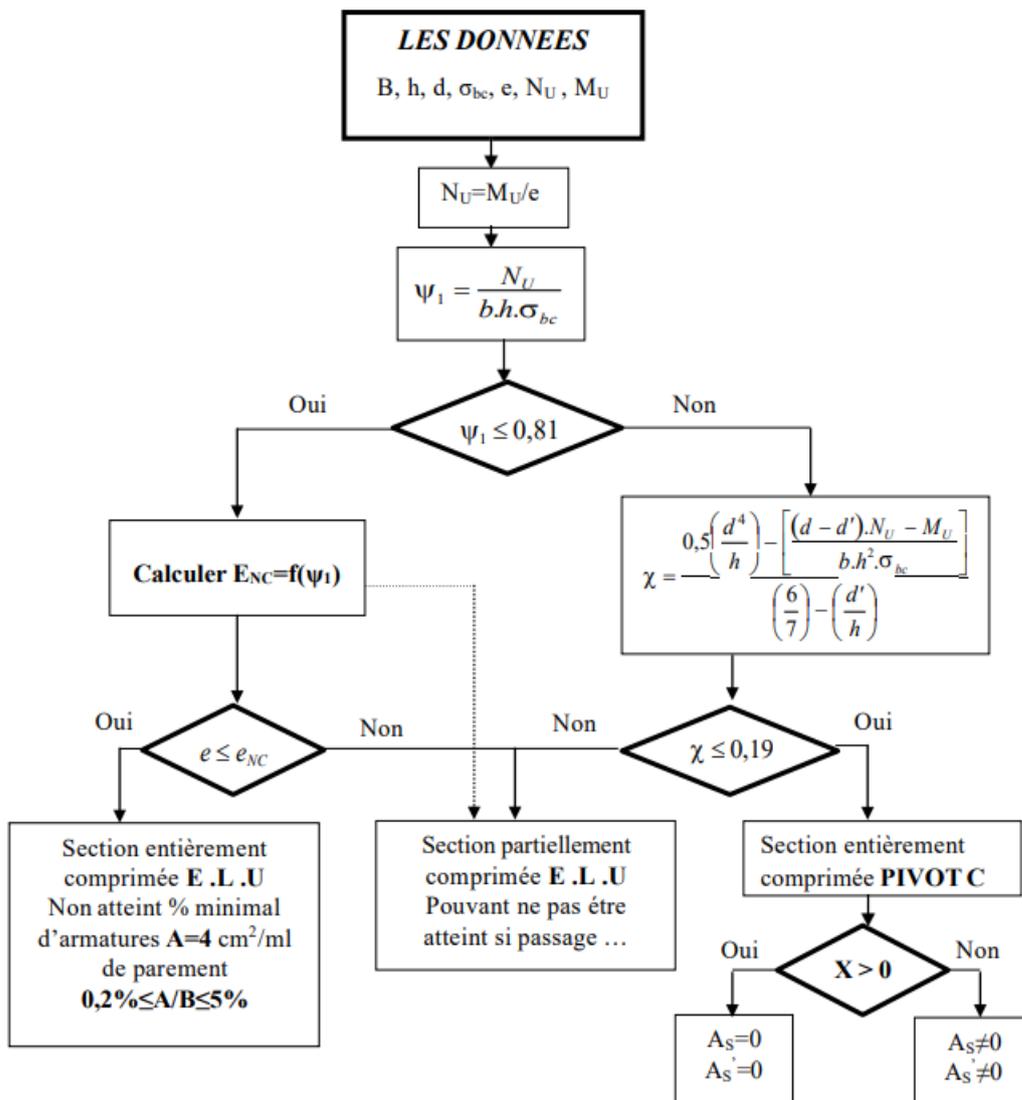
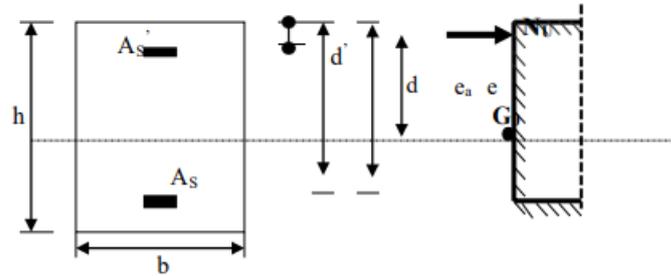
ORGANIGRAMME -II-

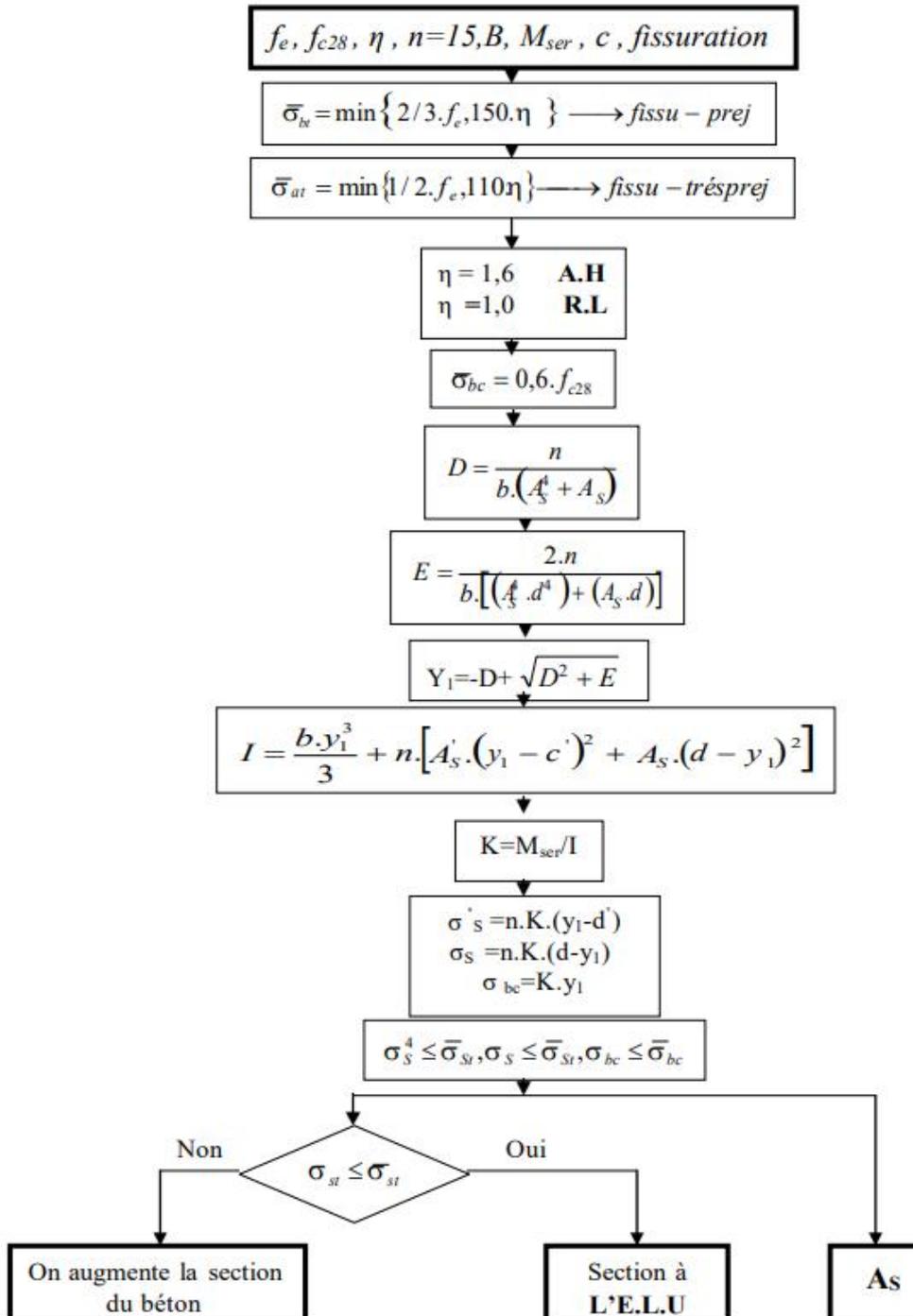
CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



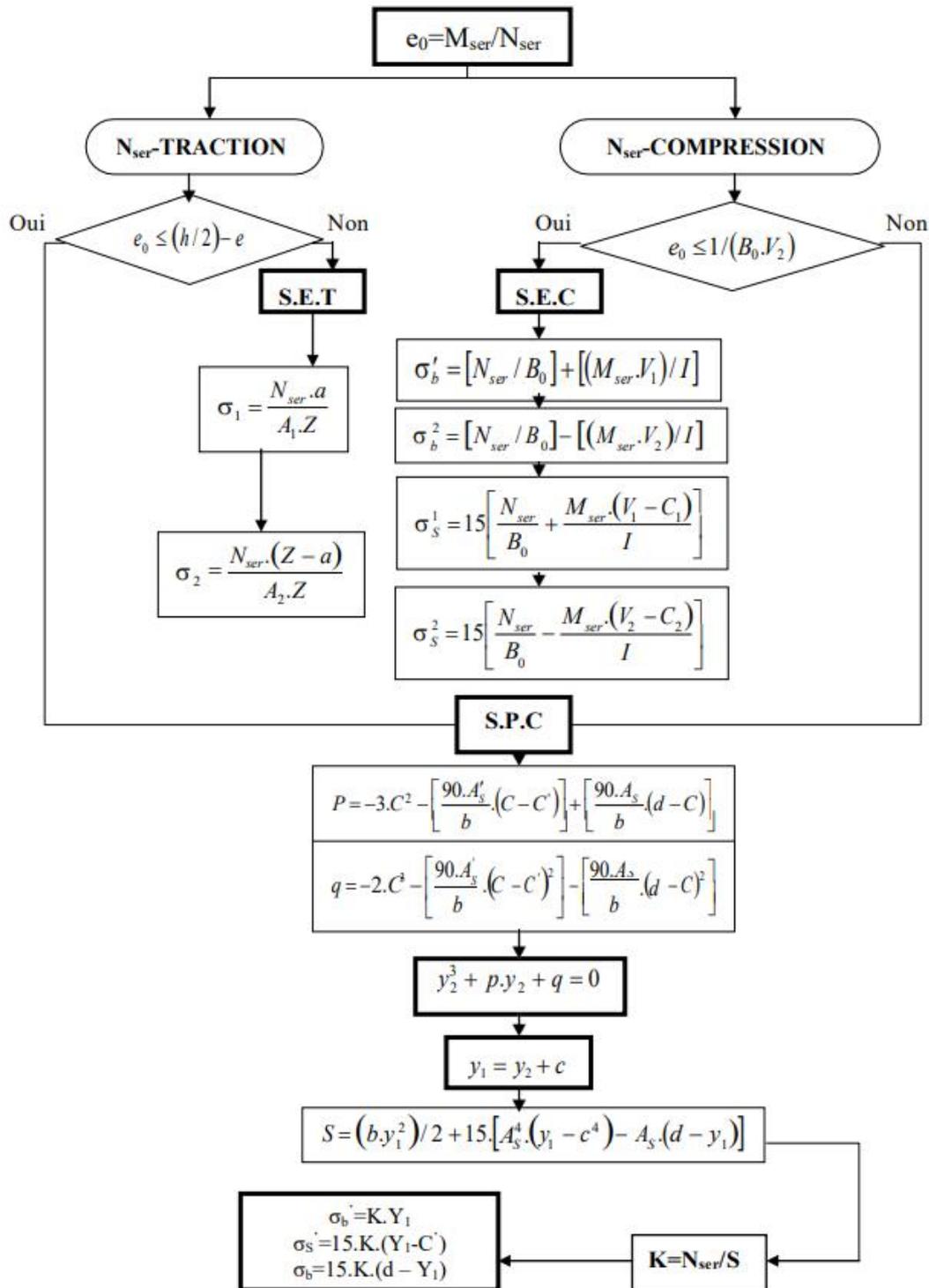
ORGANIGRAMME -III-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE

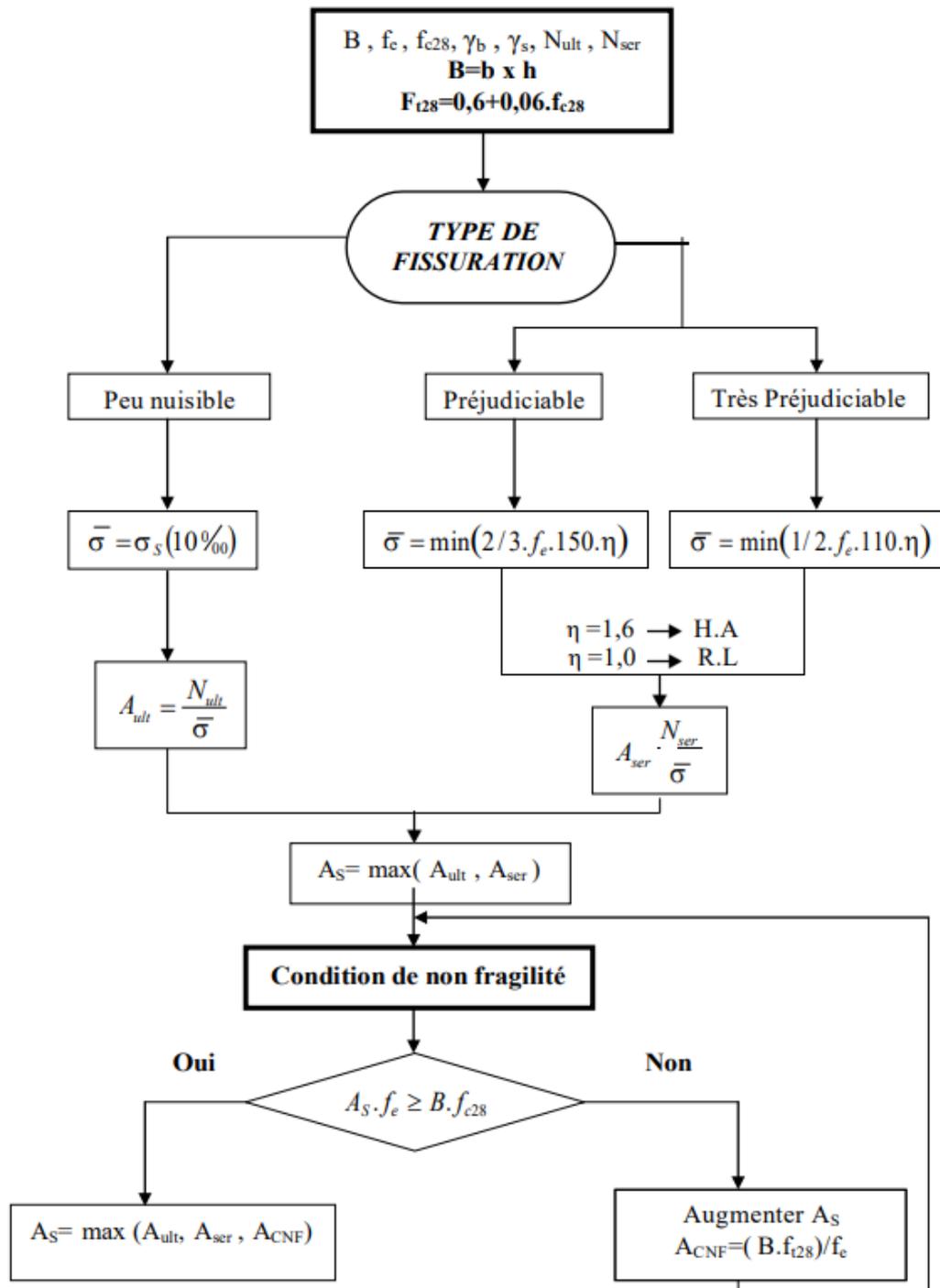


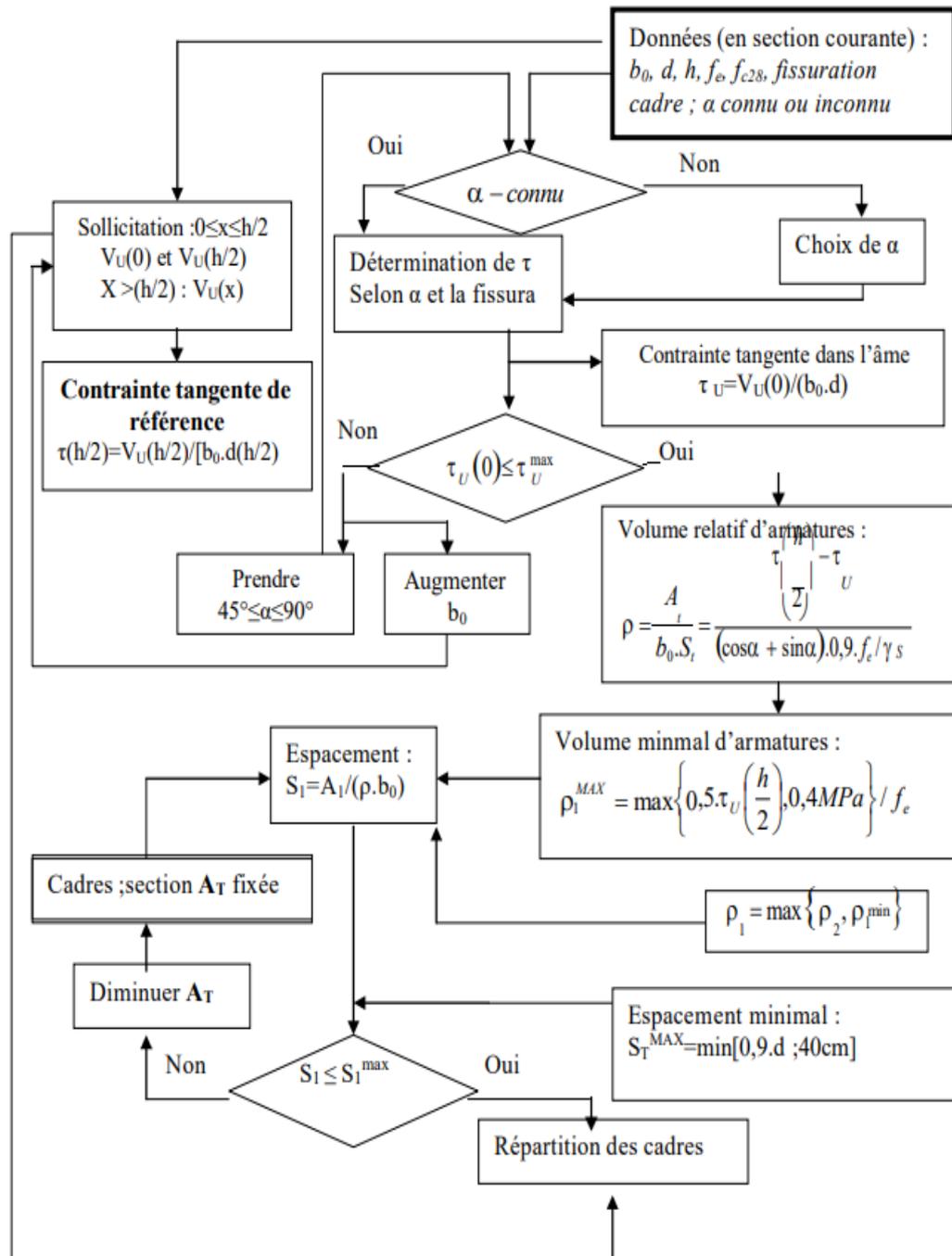
ORGANIGRAMME -IV-**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S**

ORGANIGRAMME -V-
FLEXION COMPOSEE AL'E.L.S



ORGANIGRAMME -VI-
TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -VII-**CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT**

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Φ en mm

\emptyset	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3