

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

جامعة سعد دحلب البليدة

كلية التكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية

MEMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL

Spécialité : Structures

CONCEPTION PARASISMIQUE D'UN BATIMENT EN R+8+2SS AVEC UNE ANALYSE COMPARATIVE DE L'INFRASTRUCTURE PAR DEUX METHODES DIFFERENTES

Soutenu par

Mr. GAHAM Amir

Mr. BEKKOUCHE Abdelhak

Mr. TEBAA Abdelaziz

Ingénieur

USDB de Blida Encadreur

Mme. CHERFA Cherifa

Docteur

USDB de Blida Co-encadreur

Blida, octobre 2021



AN 08/03/2008/04/2008

الملخص

الهدف من هذا العمل هو التصميم الزلزالي لمبنى ذو طابع سكني الذي يتكون من طابقين سفليين SS + 2 + 8 R الواقع في ولاية البليدة التي هي جزء من منطقة عالية الزلازل (المنطقة الثالثة) حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل مع تحليل مقارن للبنية التحتية بطريقتين مختلفتين. يعتمد هذا العمل على الحساب اليدوي والحساب بواسطة محاكاة رياضية يقوم بها البرنامج لإجراء المقارنة بين الطريقتين وفقاً لنتائجهما من الأبعاد المسبقة.

يتم ضمان استقرار الهيكل من خلال الروافد والأعمدة والجدران. تم إنشاء الدراسة والتحليل الزلزالي لهذا المشروع بواسطة البرنامج (ETABS 2016v2.0).

تم إجراء التصميم وفقاً للوائح البناء المطبقة في الجزائر (BAEL99، RPA99 v2003). تم تنفيذ تقوية العناصر الحاملة (الأعمدة، الروافد) بواسطة برامج التعزيز SOCOTE و PMFC و Simple Flexion ، بينما تم عمل الأشرعة باستخدام برنامج Excel. ثم تمت دراسة البنية التحتية بطريقتين مختلفتين: الطريقة الكلاسيكية والطريقة الحديثة التي تتم بواسطة برنامج CSI - SAFE 2016

الكلمات المفتاحية: الهيكل الخرساني المسلح، الدراسة المقارنة، الطريقة الكلاسيكية، الطريقة الحديثة، أنظمة البناء، الهياكل

ETABS 2016, CSI-SAFE 2016

ABSTRACT

The goal of this work is the seismic design of a building which consists of Ground floor + 8 floors + two single-use residential basements located in the wilaya of Blida which is part of a zone of high seismicity (Zone III) according to the Algerian earthquake regulation with an analysis comparison of the infrastructure by two different methods. This work is based on the manual calculation and the calculation by a mathematical simulation carried out with a software in order to make the comparison between the two methods according to their results in them of the pre-dimensioning and the reinforcement.

The stability of the structure is ensured by beams, posts and walls. The study and the seismic analysis of this project were established by the software (ETABS 2016v2.0).

The design was made in accordance with the construction regulations applied in Algeria (RPA99 v2003, BAEL99).

The reinforcement of the load-bearing elements (columns, beams) was carried out by the reinforcement software

SOCOTEC, PMFC and Simple Flexion, while that of the sails was done using the Excel program.

Then, a study of the infrastructure was made by two different methods, it is the classic method and the numerical method which is done by software CSI - SAFE 2016

Keywords: Reinforced concrete structure, Comparative study, classical method, numerical method, building regulations, ETABS 2016, CSI-SAFE 2016.

RESUME

Le but de ce travail est la Conception parasismique d'un bâtiment qui se compose en R+8+ deux sous-sols à usage unique d'habitation implanté à la wilaya de blida qui fait partie d'une zone de forte sismicité (Zone III) selon le règlement parasismique Algérien avec une analyse comparative de l'infrastructure par deux méthodes différentes. Ce travail est basé sur le calcul manuel et le calcul par une simulation mathématique réaliser avec un logiciel afin de faire la comparaison entre les deux méthodes selon leurs résultats en terme du prédimensionnement et du ferrailage.

La stabilité de la structure est assurée par des poutres, poteaux et voiles. L'étude et l'analyse sismique de ce projet ont été établies par le logiciel (**ETABS 2016v2.0**).

La conception a été faite conformément aux règlements de construction appliqués en Algérie (**RPA99 v2003, BAEL99**).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par les logiciels de ferrailage **SOCOTEC, PMFC et Flexion Simple**, alors que celui des voiles a été fait à l'aide du programme Excel. Puis, une étude de l'infrastructure a été faite par deux méthodes différentes il s'agit de la méthode classique et la méthode numérique qui se fait par un logiciel **CSI - SAFE 2016**

Mots-clés : Structure en béton armé, Etude comparative, méthode classique, méthode numérique, règlements de construction, ETABS 2016, CSI-SAFE 2016.

Remerciements.

*Nous tenons à remercier toutes les personnes qui ont contribué à
notre formation et qui nous ont aidées lors
de la rédaction de ce mémoire*

*Nous voudrions dans un premier temps remercier infiniment notre
promoteur Mr. A. TEBAA de nous avoir encadrés, orientés,
aidés et conseillés.*

*Mais aussi un grand merci à notre co-promoteur Dr. C. CHERFA
qui nous a beaucoup aidés en partageant
son savoir avec nous.*

*Nous remercions les membres du jury qui prendront le temps de
lire et évaluer ce travail.*

*Pour finir, nous tenons à exprimer notre reconnaissance envers
les enseignants du département de génie civil de l'université de
SAAD DAHLEB qui ont contribué à notre succès*

Dédicaces Amir.

Je dédie ce travail à :

Mes parents, qui ont fait tant de sacrifices pour que j'arrive où j'en suis aujourd'hui, qui ont toujours été là pour me reconforter et m'accorder leur soutien, que ce soit dans mes études ou en dehors.

A mes amis, Nadir, Idir, Mohamed, Racim mais aussi à mes camarades Abdelhak, Abdessalam, Romaiassa et Cherifa pour avoir été une source de motivation durant l'élaboration de ce travail.

Pour finir je souhaite aussi remercier tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans mon parcours éducatif et universitaire en particulier.

MERCI !

Dédicaces Abdelhak.

C'est avec grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et ma sympathie et dédier ce travail modeste à :

*À ma grand-mère, ma mère et mon père qui m'ont toujours soutenu,
répondu à mes besoins.*

À mes frères et ma petite sœur, ainsi qu'à toute la famille

BEKKOUCHE et BEN BRAHIM.

*À mon binôme Amir qui été toujours présent pour me soutenir ainsi qu'à
mon proche ami Oussama et sa famille en particulier*

les ingénieures Abdennacer et Ishak, sans oublier leurs parents.

Et bien sûr à mes amis Abdelaziz, Djamel, Fares et aussi mes camarades

Abdelhak, Abdelghani, Abdessalem, Sidali, Ouail, Abderahim,

Abdelillah.

*Et à toute la promotion de génie civil 2021, particulièrement la
promotion de structures chacun par son nom.*

Mes salutations ;

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II-1: Vérification selon le RPA	18
Tableau II-2: Charge de plancher terrasse	19
Tableau II-3 : Charge de plancher pour chaque étage.	19
Tableau II-4 : Charge du mur extérieur	20
Tableau II-5 : Charge de la dalle pleine (balcon).....	20
Tableau II-6 : Charge et surcharge de chaque étage (poteau central).....	23
Tableau II-7 : Charge et surcharge de chaque étage (poteau de rive)	25
Tableau II-8 : Charge et surcharge de chaque étage (poteau d'angle)	27
Tableau II-9 : Choix des sections des poteaux centraux (carrés).....	30
Tableau II-10 : Vérification de critère de résistance (Poteaux centraux)	30
Tableau II-11 : Vérification poteaux centraux à l'ELS.....	31
Tableau II-12 : Choix des sections des poteaux de rives (carrés).....	31
Tableau II-13 : Vérification de critère de résistance (Poteaux de rives).....	32
Tableau II-14 : Vérification poteaux de rives a l'ELS.....	32
Tableau II-15 : Choix des sections des poteaux d'angle (carrés)	33
Tableau II-16 : Vérification de critère de résistance à l'ELU.....	33
Tableau II-17 : Vérification poteaux d'angle a l'ELS	34
Tableau II-18 : Dimensions des éléments porteurs	35
Tableau III-1: Facteur de qualité « Q ».....	44
Tableau III-2 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial.....	46
Tableau III-3 : Vérifications des déplacements inter-étages du modèle initial.	47
Tableau III-4 : Vérifications de l'effort normal réduit des poteaux.	47
Tableau III-5 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.....	48
Tableau III-6 : Vérifications des déplacements inter-étages du modèle final.	49
Tableau III-7 : Vérifications de l'effort normal réduit des poteaux.	50
Tableau III-8 : Vérification de l'effet P- Δ du modèle final.	51
Tableau IV-1: Contraintes du béton et de l'acier.	53
Tableau IV-2 : Input / output (PMFC).	56
Tableau IV-3: Calcul du ferrailage des poteaux.....	57
Tableau IV-4 : Suite du Calcul du ferrailage des poteaux.	58
Tableau IV-5: Pourcentage d'armatures minimal.	58
Tableau IV-6: Choix d'armatures verticales des poteaux.	59

Tableau IV-7: Vérification des contraintes des poteaux (N max, M corr).....	60
Tableau IV-8: Vérification des contraintes des poteaux (M max, N corr).....	60
Tableau IV-9: Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux.	62
Tableau IV-10: Espacement des cadres des poteaux.....	63
Tableau IV-11: Choix d'armatures transversales des poteaux.	64
Tableau IV-12: Vérifications des contraintes des poteaux rectangulaires du sous-sol.	65
Tableau IV-13 : Schémas de ferrailage de poteaux.	66
Tableau IV-14: Ferrailage des poutres principales et secondaires.	68
Tableau IV-15: Choix d'armatures longitudinales des poutres principales et secondaires.	68
Tableau IV-16: Contrainte tangentielle et ferrailage transversal des poutres.	70
Tableau IV-17: Vérification des poutres principales et secondaires à l'ELS.....	70
Tableau IV-18 : Récapitulatif du calcul de flèche des poutres.....	72
Tableau IV-19: Récapitulatif du calcul de flèche des poutres.....	73
Tableau IV-20 : Schémas de ferrailage des poutres.....	74
Tableau IV-21: Valeurs du coefficient « K »	77
Tableau IV-22: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna}	78
Tableau IV-23: Sections minimales des aciers verticaux et horizontaux.....	79
Tableau IV-24: Sections minimales des aciers transversaux.	80
Tableau IV-25: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour VX1.....	85
Tableau IV-26: Calcul des armatures verticales pour VX1.....	86
Tableau IV-27: Calcul des armatures verticales du voile VX1.....	87
Tableau IV-28: Calcul des armatures verticales du bout de voile VX2.....	88
Tableau IV-29: Calcul des armatures verticales du bout de voile VY1.....	89
Tableau IV-30: Calcul des armatures verticales du bout de voile VY2.....	90
Tableau IV-31: Aciers de couture du voile VX1.....	90
Tableau IV-32: Aciers de couture du voile VX2.....	91
Tableau IV-33: Aciers de couture du voile VY1.....	91
Tableau IV-34: Aciers de couture du voile VY2.....	91
Tableau IV-35: Aciers horizontaux des voiles dans le sens X-X.....	92
Tableau IV-36: Aciers horizontaux des voiles dans le sens Y-Y.....	92
Tableau V-1 : Sections des semelles filantes continue.....	95
Tableau V-2 : Répartition des efforts à l'ELS pour les poteaux centraux.	96
Tableau V-3 : Répartition des efforts à l'ELS pour les poteaux de rive.	97
Tableau V-4 : Répartition des efforts à l'ELS pour les poteaux d'angle.....	97

Tableau V-5: Dimensions des semelles filantes.....	98
Tableau V-6 : Vérification de la portance du sol.	99
Tableau V-7 : Vérification de la stabilité au renversement.	100
Tableau V-8 : Ferrailage des semelles filantes.....	101
Tableau V-9 : Ferrailage des nervures.	101
Tableau V-10 : Suite de ferrailage des nervures.	102
Tableau V-11 : Vérification des contraintes à l'ELS.	102
Tableau V-12 : Suite de vérification des contraintes à l'ELS.	103
Tableau V-13 : Calcul des armatures transversales.....	104
Tableau V-14 : Schémas de ferrailage des semelles filantes (x-x).....	105
Tableau V-15 : Schémas de ferrailage des semelles filantes (y-y).....	108
Tableau V-16 : Ferrailage du Voile Périphérique.	112
Tableau V-17 : Vérification des contraintes à l'ELS.	114
Tableau V-18 : Redimensionnement des armatures.....	114
Tableau V-19 : Vérification des contraintes à l'ELS.	114
Tableau V-20 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	114
Tableau V-21 : Vérification de la stabilité au renversement.	118
Tableau V-22 : Suite vérification de la stabilité au renversement.....	119
Tableau V-23 : Ferrailage des semelles filantes par SAFE.....	120
Tableau V-24 : Ferrailage des nervures par SAFE.....	121
Tableau V-25 : Suite ferrailage des nervures par SAFE.	122

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Localisation de l'ouvrage.....	4
Figure I-2 : Schéma Plancher à corps creux	6
Figure I-3 : Brique creuse.....	7
Figure I-4 : Escalier à 2 volées	8
Figure I-5 : Diagramme Contraintes -Déformations du béton	10
Figure I-6 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS	11
Figure I-7 : Diagramme contrainte déformation d'acier	12
Figure II-1 : Schéma Plancher à corps creux	15
Figure II-2 : Le panneau le plus sollicité.....	16
Figure II-3 : Schéma de la dalle	16
Figure II-4 : Portée du balcon	17
Figure II-5 : Portée de la poutre secondaire	18
Figure II-6 : Les trois types de poteau.....	21
Figure II-7 : Le poteau central le plus sollicité	22
Figure II-8 : Schéma de la surface (poteau central)	22
Figure II-9 : Le poteau de rive le plus sollicité	24
Figure II-10 : Schéma de surface (poteau de rive)	24
Figure II-11 : Le poteau d'angle le plus sollicité.....	26
Figure II-12 : Schéma de surface (poteau d'angle).....	26
Figure II-13 : Coupes de voiles en plan (RPA 99 v 2003).....	35
Figure III-1 : Spectre de réponse.....	42
Figure III-2 : modèle initial.....	45
Figure III-3 : Modèle final.	48
Figure IV-1 : Exemple de calcul avec le PMFC	56
Figure IV-2 :Elément soumis à la flexion composée.....	76
Figure IV-3 : Dimensions en plan d'un mur.....	76
Figure IV-4 : Dimensions en élévation d'un mur.....	77
Figure IV-5 : Niveaux à vérifier.	79
Figure IV-6 : Maillage d'un voile.	81
Figure IV-7 :Disposition des armatures verticales dans un voile ^[2]	83
Figure IV-8 :Disposition des voiles.....	84

Figure IV-9 : Exemple de ferrailage du voile (V x1).....	92
Figure V-1 : Schéma de ferrailage des semelles.....	104
Figure V-2 : Modèle initial vue 3D.	116
Figure V-3 : Modèle initial vue en plan.....	116
Figure V-4 : Diagramme de la portance du sol.....	117
Figure V-5 : Modèle final vue en plan.....	117
Figure V-6 : Diagramme de la portance du sol.....	118
Figure V-7 : Diagramme de résultats du ferrailage des semelles sens x-x	119
Figure V-8 : Diagramme de résultats du ferrailage des semelles sens y-y	120
Figure V-9 : Diagramme de résultats du ferrailage des nervures.	121
Figure V-10 : Exemple de ferrailage des semelles (SAFE).	122
Figure V-11 : Exemple de ferrailage des nervures (SAFE).	123
Figure V-12 : Pourcentage de portance du sol.....	123
Figure V-13 : Pourcentage de renversement e_0	124
Figure V-14 : Pourcentage de A_s semelle.	124
Figure V-15 : pourcentage de A_s nervure.....	124

LISTE DES SYMBOLES

$E.L. S$	Etat Limite De Service,
$E.L. U$	Etat Limite Ultime,
C_{te}	Valeur Constance,
A_s	Section D'aciers,
A_s'	Section D'aciers Comprimés,
A_{max}, A_{min}	Section D'acier Maximale Et Minimale,
$A. N$	Axe Neutre,
A_s	Armatures Supérieures,
A_t	Section D'un Cours D'armatures Transversales,
B_r	Section Réduite,
B_0	Section Homogène Totale,
E_s	Module D'élasticité,
F_{bc}	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton,
G	Action Permanente,
I_0	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène,
M_a	Moment Sur Appui,
M_{Ser}	Moment Fléchissant A L'E.L. S,
M_U	Moment Fléchissant A L'E.L. U,
M_{ax}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé,
M_{oy}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Un Bande De Largeur Unité Parallèle A l_y
N_{Ser}	Effort Normal De Service,
N_u	Effort Normal Ultime,
P_{Ser}	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L. S,
P_u	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L. U,
V_u	Effort Tranchant A L'E.L. U,
a	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale,
$a-b$	Dimensions En Plans D'un Poteau,
B	Largeur D'une Table De Compression,
b_0	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T,
b_1	Largeur d'une aile de tension en T,
d	hauteur utile d'une section,
e_0	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton,
f	Résistance caractéristique du béton à la comprime à- j- jours,
f^{ej}	
f^{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j,
f_e	Limite d'élasticité de l'acier,
f_{tj}	Résistance conventionnelle à la traction du béton àge de jours,

f_{t28}	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 j,
h	Hauteur totale d'une section,
h_0	Hauteur d'une table de compression,
i	rayon de giration,
l_a	Portée d'ancrage,
l_f	hauteur de flambement,
l_i	Portée de travée,
l_r	Longueur de recouvrement,
l_s	Longueur de scellement,
l_o	Longueur fictive,
$\eta = 15$	coefficient d'équivalence,
S_t	Espacement des armatures transversales,
\mathcal{E}_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé,
\mathcal{E}_s	Allongement relatif des aciers tendus,
\mathcal{E}_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimé,
\mathcal{E}_{sl}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f/γ_s) ,
π	Coefficient de fissuration,
λ	Élancement géométrique,
μ	Coefficient de frottement acier /béton,
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit,
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton,
σ_{bc}	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L. S
σ_s	Contrainte de traction de l'acier,
τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite,
τ_U	Contrainte tangentielle conventionnelle,
ϕ	Diamètre d'une barre,
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale,
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale,

TABLE DES MATIERES

ملخص.

ABSTRACT.

RESUME.

REMERCIEMENTS.

DEDICACES.

LISTE DES TABLEAUX.

LISTE DES FIGURES.

LISTE DES SYMBOLES.

TABLE DES MATIERES.

PLANS DU BATIMENT.

INTRODUCTION GENERALE 2

I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction 4

I.2 Présentation de l'ouvrage 4

I.2.1 Dimensions de l'ouvrage en élévation..... 5

I.2.2 Dimensions de l'ouvrage en plan 5

I.3 Conception de la structure..... 5

I.3.1 Ossature de l'ouvrage 5

I.3.2 Planchers 5

I.3.3 Poteaux..... 6

I.3.4 Poutres..... 6

I.3.5 Classification du bâtiment..... 6

I.3.6 Maçonnerie..... 7

I.3.7 Revêtement..... 7

I.3.8 Escaliers et Ascenseurs 7

I.3.9 Caractéristique du sol [Annexe C] 8

I.4 Caractéristiques des matériaux..... 8

I.4.1 Le Béton 8

I.4.2 Acier..... 11

I.5 Conclusion 13

II. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1	Introduction.....	15
II.2	Prédimensionnement des planchers	15
II.2.1	Plancher à Corps Creux.....	15
II.2.2	Balcon (dalle pleine)	17
II.3	Prédimensionnement des poutres.....	17
II.4	Prédimensionnement des poteaux	19
II.4.1	Le poteau central [Annexe A].....	22
II.4.2	Le poteau de rive [Annexe A].....	24
II.4.3	Le poteau d'angle [Annexe A].....	26
II.4.4	Dimensionnement des poteaux	28
II.4.4.1	Le poteau central.....	30
II.4.4.2	Le poteau de rive.....	31
II.4.4.3	Poteaux d'angle.....	33
II.5	Prédimensionnement des voiles	34
II.6	Conclusion Tableau récapitulatif	35

III. ETUDE SISMIQUE

III.1	Introduction.....	37
III.2	Caractéristique dynamiques propres.....	37
III.3	Modélisation de la structure	38
III.3.1	Modélisation de la rigidité.....	38
III.3.1.1	Les éléments de portique	38
III.3.1.2	Les voiles	38
III.3.1.3	Le Diaphragme	39
III.3.1.4	Conception du contreventement vertical	39
III.3.1.5	Connectivité Sol/Structure	39
III.3.2	Modélisation de la masse.....	39
III.4	Etude sismique	40
III.4.1	Choix de la méthode de calcul.....	40
III.4.1.1	La méthode statique équivalente.....	40
III.4.1.2	La méthode modale spectrale	41
III.4.2	Effort tranchant a la base	43
III.4.3	Estimation de la période fondamentale de la structure « T »	43
III.4.4	Vérification des déplacements inter étage	45

III.5 Résultats de l'analyse dynamique du modèle.....	45
III.5.1 Modèle initial.....	45
III.5.1.1 Caractéristiques dynamiques propres du modèle	46
III.5.1.2 Constatations.....	46
III.5.1.3 Résultantes des forces sismiques	46
III.5.1.4 Vérification des déplacement inter étage.....	47
III.5.1.5 Vérification spécifique aux sollicitation normales	47
III.5.2 Modèle final.....	48
III.5.2.1 Caractéristiques dynamiques propres du modèle final.....	48
III.5.2.2 Constatations.....	49
III.5.2.3 Résultantes des forces sismiques	49
III.5.2.4 Vérification des déplacement inter étage.....	49
III.5.2.5 Vérification spécifique aux sollicitation normales	49
III.6 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre).....	50
III.7 Justification du choix du coefficient de comportement.....	51
III.8 Conclusion	51

IV. FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

IV.1 Introduction.....	53
IV.2 Ferrailage des poteaux	53
IV.2.1 Introduction :	53
IV.2.2 Combinaisons d'actions.....	54
IV.2.3 Recommandations du « BAEL91 modif 99 ».....	54
IV.2.4 Recommandations des « RPA 99 modif 2003 ».....	54
IV.2.5 Méthode de calcul.....	55
IV.2.5.1 Utilisation du logiciel BAELR/SOCOTEC	55
IV.2.5.2 Présentation d'ensemble du logiciel PMFC ^[4]	56
IV.2.6 Calcul du ferrailage	57
IV.2.7 Choix des armatures	59
IV.2.8 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	59
IV.2.9 Vérification de la contrainte de cisaillement	61
IV.2.10 Ferrailage transversal des poteaux	62
IV.2.11 Longueur de recouvrement.....	64
IV.2.12 Ferrailage des poteaux du sous-sol.....	64
IV.2.12.1 Calcul du ferrailage.....	65
IV.2.12.2 Ferrailage transversal	65
IV.3 Ferrailage des poutres	67
IV.3.1 Introduction	67
IV.3.2 Les combinaisons d'actions.....	67

IV.3.3	Recommandations des règlements	67
IV.3.4	Calcul du ferrailage	67
IV.3.5	Vérifications	68
IV.3.5.1	Condition de non-fragilité.....	68
IV.3.5.2	Espacement	69
IV.3.5.3	Effort tranchant	69
IV.3.5.4	Contraintes à l'E.L. S.....	70
IV.3.5.5	Flèche.....	71
IV.3.6	. Arrêt des barres.....	73
IV.4	Ferrailage des voiles.....	75
IV.4.1	Introduction	75
IV.4.2	Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes.....	75
IV.4.2.1	Introduction.....	75
IV.4.2.2	Justifications sous sollicitations normales	76
IV.4.2.3	Ferrailage des trumeaux	80
IV.4.2.3.2	Méthode simplifiée basée sur les contraintes (aciers verticaux).....	80
IV.4.2.3.2.1	Aciers verticaux	80
IV.4.2.3.2.2	Aciers horizontaux	82
IV.4.2.3.3.1	Aciers verticaux	82
IV.4.2.3.3.2	Aciers horizontaux	83
IV.4.2.3.3.3	Règles communes	83
IV.4.2.4	Exemple de calcul (voile VX1) par la méthode des contraintes	84
IV.4.2.4.1	Contraintes limites.....	84
IV.4.2.4.2	Armatures de traction.....	85
IV.4.2.4.3	Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture).....	86
IV.4.2.4.4	Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture).....	90
IV.4.2.4.5	Aciers horizontaux.....	92

V. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

V.1	Introduction.....	94
V.2	Caractéristiques du sol [Annexe C].....	94
V.3	Choix du type des fondation	94
V.3.1	Semelles isolées	94
V.3.2	Semelles filantes.....	95
V.4	Calcul des fondations (méthode classique).	96
V.4.1	Calcul des semelles filantes	96
V.4.1.1	Détermination des coefficients de répartition [Annexe E]	96
V.4.1.2	Dimensionnement des semelles filantes [Annexe E].....	98
V.4.1.3	Dimensionnement des nervures	98
V.4.1.4	Vérification de la portance du sol	99

V.4.1.5	Vérification de la stabilité au renversement ^[1]	100
V.4.1.6	Ferraillage des semelles filantes croisées [Annexe E]	101
V.4.1.7	Ferraillage des nervures [Annexe E]	101
V.4.1.7.1	Vérification des contraintes à l'ELS	102
V.4.1.7.2	Vérification de la contrainte tangentielle du béton	103
V.4.1.7.3	Armatures transversales	104
V.4.1.7.4	Armatures de peau	104
V.5	Etude du voile périphérique.....	111
V.5.1	Introduction	111
V.5.2	Évaluation des Charges	111
V.5.3	Effort dans la Dalle [Annexe D]	112
V.5.4	Calcul du Ferraillage	112
V.5.5	Vérifications nécessaires	113
V.6	Calcul de fondation (par logiciel SAFE).....	115
V.6.1	Présentation de logiciel SAFE v 16.0.2	115
V.6.2	Choix du type des fondations	115
V.6.3	Vérifications nécessaires	115
V.6.3.1	Vérification de la portance du sol	115
V.6.3.2	Vérification de renversement	118
V.6.4	Résultats de calcul des armatures	119
V.6.4.1	Ferraillage des semelles	119
V.6.4.2	Ferraillage des nervures	121
V.7	La différence entre les deux méthodes de calcul.....	123
V.8	Conclusion	125
	CONCLUSION GENERALE.....	127
	ANNEXES.	
	REFERENCES.	

PLANS DU BATIMENT

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Dans le but de préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels, les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, et la viabilité de l'ouvrage.

Afin de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation, on se propose dans le présent projet d'étudier un bâtiment R+8+2 Sous-sols en béton armé implanté en zone de forte sismicité (Blida), présentant une irrégularité en plan. Pour ce faire, nous procéderons dans le premier chapitre par la présentation complète du projet, la définition de ces différents éléments et le choix des matériaux à utiliser. En second chapitre y'aura le pré dimensionnement des éléments principaux tels que les poteaux, les poutres. Le troisième chapitre concernera l'étude sismique conçu par un logiciel. L'objet du quatrième chapitre consiste de ferrailer tous les éléments résistants et enfin la dernière partie sera dédiée pour la conception de l'infrastructure réalisée par deux méthodes différentes (Etude comparative).

I.PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction

Dans notre mémoire nous étudions un bâtiment en béton armé qui est conçu d'un RDC + 8 étages avec 2 sous-sols, A usage unique d'habitation situé à la commune de Ouled Yaich dans la wilaya de Blida qui est classée comme zone de forte sismicité (zone III) selon le classement des zones établi par les Règlements Parasismique Algérienne (RPA 99 version 2003). Notre étude comporte quatre grandes parties :

- Le pré dimensionnement et le calcul des éléments principales et secondaires.
- L'étude sismique du bâtiment.
- Le ferrailage des éléments principaux (poteaux, poutres, voiles).
- l'étude de l'infrastructure.

Tous les calculs sont effectués de manière à respecter :

- Le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003
- Le BAEL 91 m99

I.2 Présentation de l'ouvrage

Ce bâtiment fait partie du projet « **36 logements Promotionnels** » à **Ouled Yaich**, qui se trouve en face du **centre des impôts de Ouled Yaich** dans la Wilaya de **Blida**.

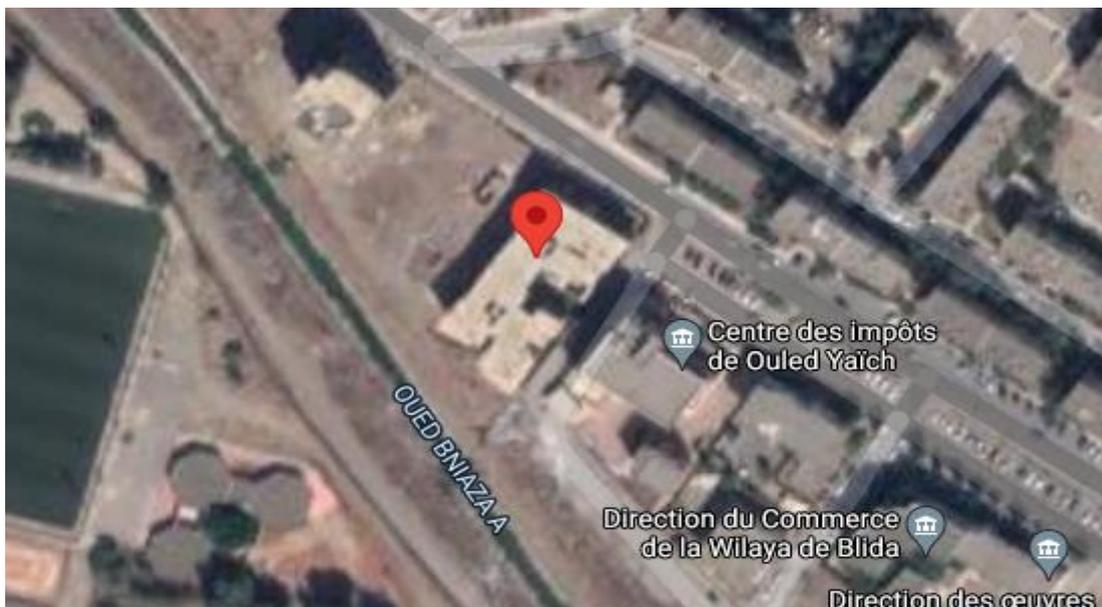


Figure I-1 : Localisation de l'ouvrage

Le bâtiment est composé :

- D'un RDC et 8 étages à usage d'habitations
- 2 sous-sols qui servent de parking
- Une terrasse inaccessible aux publics.

I.2.1 Dimensions de l'ouvrage en élévation

- Hauteur totale du bâtiment..... $H_T = 29,67\text{m}$.
- Hauteur d'étage de sous-sol $H_{SS} = 3,87\text{m}$.
- Hauteur rez-de-chaussée $H_{RDC} = 3,23\text{m}$.
- Hauteur de l'étage courant $H_e = 3,23\text{ m}$.

I.2.2 Dimensions de l'ouvrage en plan

- Longueur totale en plan suivant l'axe local **X (partie haute)** $L = 27,68\text{ m}$.
- Longueur totale en plan suivant l'axe local **X (partie basse)** $L = 22,90\text{ m}$.
- Longueur totale en plan suivant l'axe local **Y (partie droite)** $L = 11,66\text{ m}$.
- Longueur totale en plan suivant l'axe local **Y (partie gauche)** $L = 26,27\text{ m}$.

I.3 Conception de la structure

I.3.1 Ossature de l'ouvrage

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.3.2 Planchers

On va travailler par 2 types de planchers :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.
- **Planchers corps creux**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de **60 cm** de corps creux (**hourdis**) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de **4 ou 5 cm**.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

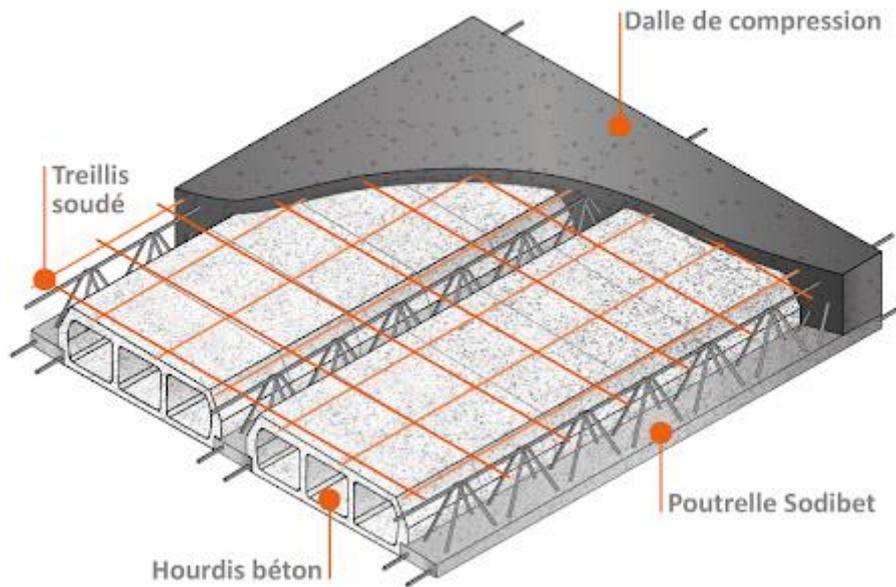


Figure I-2 : Schéma Plancher à corps creux

- **Planchers dalle pleine**

Pour certaines zones, les dalles pleines sont choisies à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.3.3 Poteaux

Les poteaux sont les éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression.

Dans notre cas on va travailler par 1 seul type de poteaux le poteau carré.

I.3.4 Poutres

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :

- Poutres principales.
- Poutres secondaires.

I.3.5 Classification du bâtiment

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le "**groupe 2**" selon le RPA, car il est uniquement à usage d'habitations et sa hauteur ne dépasse pas les **48 m**.

I.3.6 Maçonnerie**a. Murs extérieurs**

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de **10 cm** d'épaisseur avec une lame d'air de **5 cm (10+5+10)**.

b. Murs intérieurs

Ils sont réalisés en briques creuses de **10 cm** d'épaisseur.



Figure I-3 : Brique creuse

I.3.7 Revêtement

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

I.3.8 Escaliers et Ascenseurs

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

On a **1** type d'escalier :

- Escaliers à **2** volées.

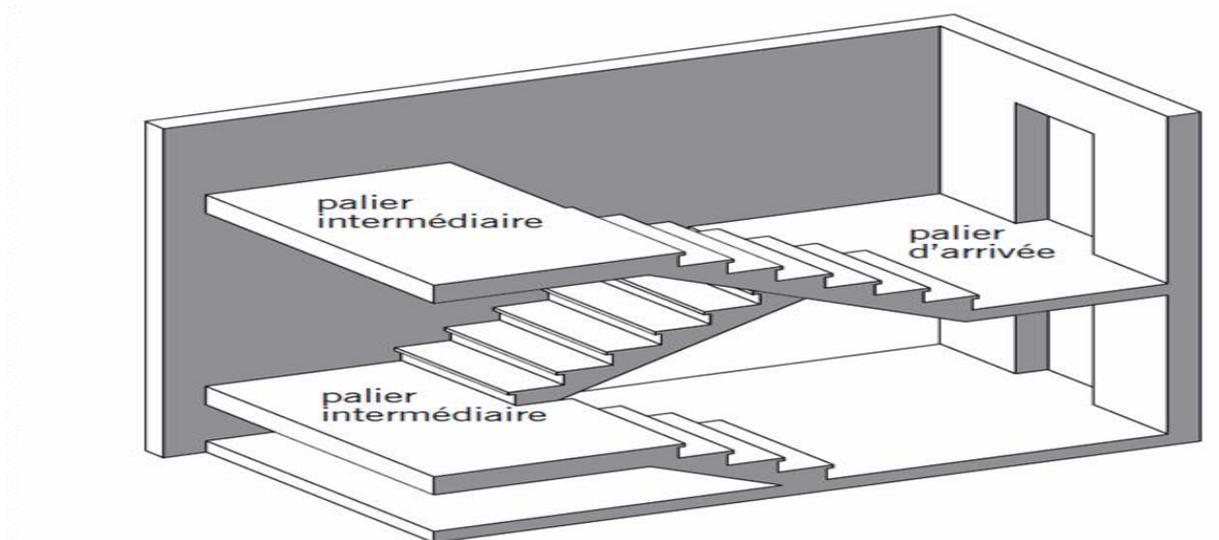


Figure I-4 : Escalier à 2 volées

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages. Elle comporte une cage d'ascenseur du **2^{ème}** sous-sol au **8^{ème}** étages.

I.3.9 Caractéristique du sol [Annexe C]

La structure est implantée sur **un sol ferme**, de contrainte admissible de **3bars**.

I.4 Caractéristiques des matériaux

Les matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé BAEL91/99.

I.4.1 Le Béton

a. Composition du béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (**graviers, sable**) et de l'eau.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps (durabilité).

b. Résistances du béton

- **Résistance à la compression**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à **28 jours**. Cette dernière est notée par f_{c28}

$$j < 28 \text{ jours} : f_{cj} = 0,658 \times f_{c28} \times \text{Log } 10 (j + 1)$$

$$j > 28 \text{ jours} : f_{cj} = f_{c28}$$

$$j \gg 28 \text{ jours} : f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$$

La résistance de notre béton est prise égale à $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$. Elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre **16 cm** (section **200 cm²**) et de hauteur **32 cm**.

- **Résistance du béton à la traction**

Elle est déterminée par plusieurs essais, La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$- f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} \text{ (MPa)}$$

Pour le cas de notre structure on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression f_{c28} et à la traction f_{t28} telle que :

$$- f_{c28} = 30 \text{ MPa} \text{ donc } f_{t28} = 2,4 \text{ MPa.}$$

a. Module de déformation longitudinale

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

- **Module de déformation instantanée " E_{ij} "**

Pour des charges a courte durée :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{F_c j} \quad \rightarrow \quad E_{i28} = 34179,557 \text{ MPA}$$

- **Module de déformation longitudinale différée " E_{vj} "**

Pour des charges de longue durée d'application, on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{F_c j} \quad \rightarrow \quad E_{v28} = 11496,76 \text{ MPA}$$

b. Coefficient de Poisson

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation Longitudinale. Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

- **ELU** : $\nu = 0$ Calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **ELS** : $\nu = 0.2$ Calcul des déformations (béton non fissuré).

c. Poids volumique

On adopte la valeur : $\rho = 25\text{kN/m}^3$

• **Les contraintes Limites**

1. Les contraintes à l'Etat limitent ultime « E.L.U »

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage ; dans ce cas, la contrainte est définie par :

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires $f_{bu} = 17\text{MPa}$
- $\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 22,17\text{MPa}$

θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application des charges :

- $\theta = 1$, si la durée est supérieure à 24h.
- $\theta = 0,9$ dans le cas contraire.

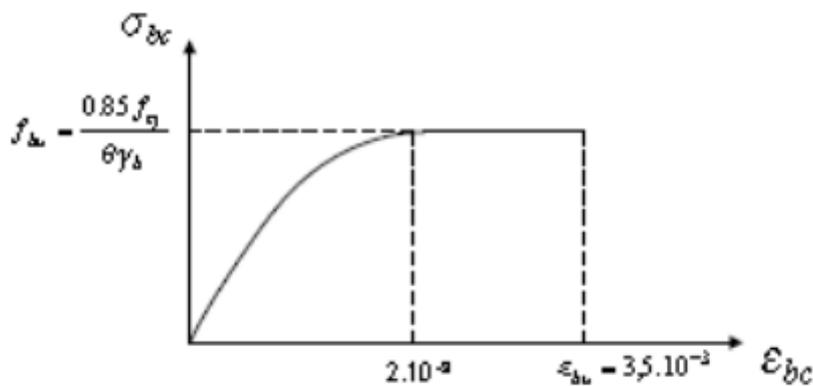


Figure I-5 : Diagramme Contraintes -Déformations du béton

2. Les contraintes à l'Etat limite de service « E.L.S »

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

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

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

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

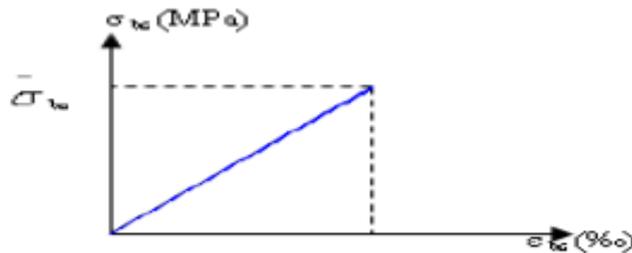


Figure I-6 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

I.4.2 Acier

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

A. Les limites lisses (R.L)

- Barres à haute adhérence (H.A) : $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Treillis soudés (T.S) : $f_e = 520 \text{ MPa}$

B. Module d'élasticité des aciers

- Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale.
- Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ Mpa}$$

C. Contrainte limite

• **Etat limite ultime ELU**

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation de **la figure (I.7)**.

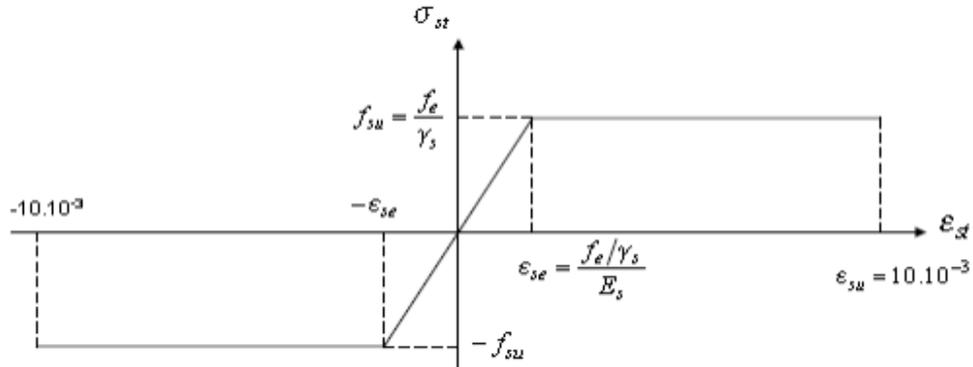


Figure I-7 : Diagramme contrainte déformation d'acier

Avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ϵ : Déformation (allongement) relative de l'acier. $\epsilon_s = \Delta L/L$

σ_s : Contrainte de l'acier : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

• **Etat limite de service ELS**

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{st}} = \xi = \min (2/3 f_e ; \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta ft_j}))$.
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{st}} = 0,8 \xi$.
- η : Coefficient de fissuration.
- $\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).
- $\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA). Avec : $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

D. Le coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté **n** est le rapport : $n = \frac{\epsilon_b}{\epsilon_s} = 15$

- **n** : Le coefficient d'équivalence.
- ϵ_s : Module de déformation de l'acier.
- ϵ_b : Module de déformation de béton.

I.5 Conclusion

On a opté pour un béton de résistance de 30 MPa, car ce choix est plus économique les sections du béton seront réduites.

On a choisi de travailler avec l'acier de nuance 500 MPa au lieu de 400 MPa car ce dernier n'est plus disponible dans le marcher depuis des années.

II. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience ; il sera fait selon le **RPA99 version 2003** et le **BAEL91 m99**. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

II.2 Prédimensionnement des planchers

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante ;
- Dalle pleine pour les balcons et certaine partie des planchers.

II.2.1 Plancher à Corps Creux

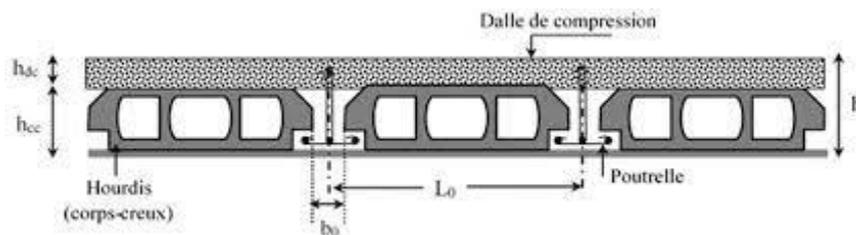


Figure II-1 : Schéma Plancher à corps creux

La hauteur du plancher h_t doit vérifier la condition de la flèche suivante :

$$H_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad (\text{condition de la flèche}) \quad \text{Article B.6.8.4.2}$$

Avec :

- L : longueur entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles
- H_t : hauteur totale planché

Dans notre projet le panneau le plus défavorable c'est ce du salon

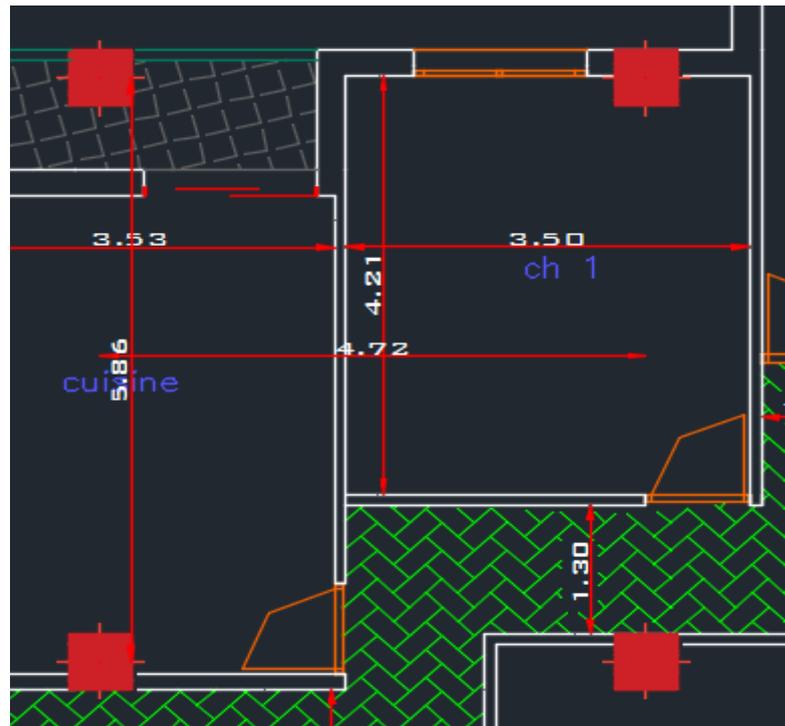


Figure II-2 : Le panneau le plus sollicité

L'entre axe verticale est de : 5,86 m

L'entre axe horizontale est de : 4,72 m

D'ici on peut constater le sens porteur des poutres il est dans le sens **vertical**

On aura alors :

$$L = 472 - 55 = 417 \text{ cm}$$

$$H_t \geq (417 / 22,5) = 18,53 \text{ cm}$$

Conclusion

On va prendre l'épaisseur de 16+5

$$h_t = 21 \text{ cm}$$

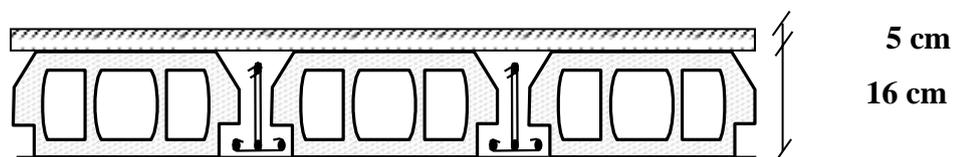


Figure II-3 : Schéma de la dalle

16 cm : hauteur du corps-creux.

5 cm hauteur de la dalle de compression.

II.2.2 Balcon (dalle pleine)

L'épaisseur de la dalle des balcons (qui est en console) est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

L : c'est la portée libre du balcon

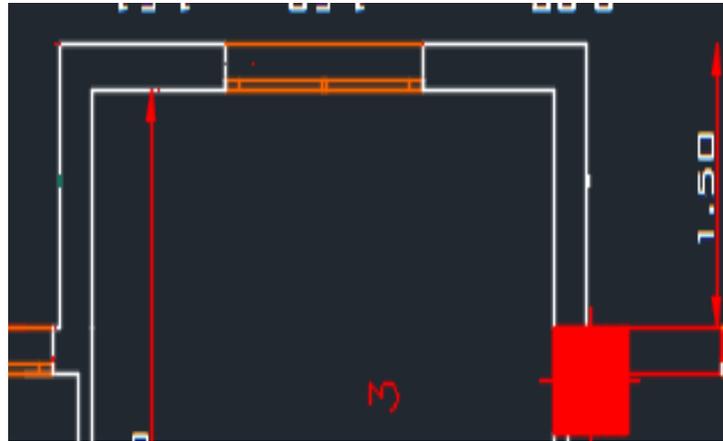


Figure II-4 : Portée du balcon

Dans notre cas $L_0 = 1,5$ m

$e \geq (1,5 / 10) = 0,15$ m = 15 cm on va prendre **e = 15 cm**

II.3 Prédimensionnement des poutres

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes :

$$L/15 \leq h \leq L/10 : \quad 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

L : la plus grande portée des poutres. Tout en respectant les conditions du RPA99 modifié 2003 (**article 7.5.1**) relative au coffrage des poutres à savoir :

$$b \geq 20$$

$$h \geq 30$$

$$h/b \leq 4$$

A. Poutres principales

$$L = 586 - 55 = 531 \text{ cm}$$

$$(531/15) \leq h \leq (531/10) \quad 34,2 \text{ cm} \leq h \leq 51,3 \text{ cm}$$

On va prendre **h = 40 cm**

$$\text{La largeur sera donc } 0,3 \cdot 40 \leq b \leq 0,7 \cdot 40 \quad 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On va prendre **b = 30 cm**

B. Poutres secondaires

L = 478 cm (entre axe)

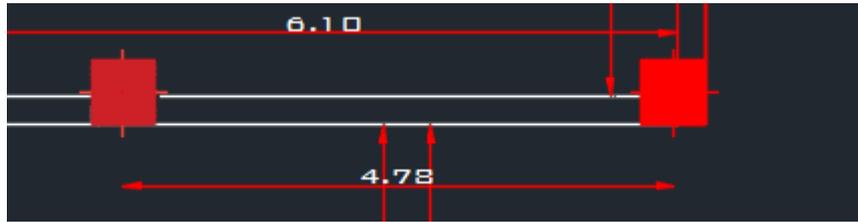


Figure II-5 : Portée de la poutre secondaire

$$L = 478 - 55 = 423 \text{ cm}$$

$$(423/15) \leq h \leq (423/10) \qquad 28,2\text{cm} \leq h \leq 42,3 \text{ cm}$$

On va prendre **h = 35 cm**

Pour la largeur : $0,3 \cdot 35 \leq b \leq 0,7 \cdot 35$ $10,5\text{cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$

On va prendre **b=30 cm**

Il reste la vérification selon la RPA :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	$h = 40\text{cm}$	$h = 35\text{cm}$	Vérifiée
$B \geq 20 \text{ cm}$	$b=30\text{cm}$	$b=30\text{cm}$	Vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4$	$\frac{h}{b} = 1,33$	$\frac{h}{b} = 1,167$	Vérifiée

Tableau II-1: Vérification selon le RPA

Conclusion

On vat opter pour la section (30 x 40) pour les poutres principales

On vat opter pour la section (30 x 35) pour les poutres secondaires

II.4 Prédimensionnement des poteaux

$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 0.6 * 30 = 18 \text{ MPA}$

1) Charges permanentes

- **Plancher terrasse (inaccessible)**

Tableau II-2: Charge de plancher terrasse

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (kN/m ³)	e (m)	Poids (kN/m ²)
Couche de gravier	17	0,05	0,85
Etanchiété multicouche	06	0,02	0,12
Béton en forme de pente	22	0,07	1,32
Faille de polyane	-	-	0,01
Hourdis et table de compression (16+5)	14	0,21	2,94
Isolation thermique	04	0,04	0,16
Enduit sous plafond	05	0,02	0,1
			G_t = 5,5 kN/m³

La charge permanente totale qu'on a est G= 5,5 kN/m²

- **Plancher étage**

Tableau II-3 : Charge de plancher pour chaque étage.

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (kN/m ³)	e (m)	Poids (kN/m ²)
Carrelage scellé	22	0,02	0,44
Mortier de pose	10	0,02	0,20
Couche de sable	18	0,03	0,54
Dale en corps creux	14	0,21	2,94
Enduit platre	05	0,02	0,1
Cloiso de separation	09	0,1	0,9
Enduit platre	5	2x0,02	2x0,1
			G_t = 5,32 kN/m³

La charge permanente totale qu'on a est G= 5,32 kN/m².

- **Mur extérieur**

Tableau II-4 : Charge du mur extérieur

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (kN/m ³)	e (m)	Poids (kN/m ²)
Enduit de plâtre	05	0.02	0,1
Briques creuses	09	2x0.1	2x0,90
Enduit de ciment	10	0.02	0,2
			G_t = 2,10 kN/m³

La charge permanente totale qu'on a est $G = 2.10 \text{ kN/m}^2$.

- **Dalle pleine (balcon)**

Tableau II-5 : Charge de la dalle pleine (balcon)

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (kN/m ³)	e (m)	Poids (kN/m ²)
Carrelage scellé	22	0,02	0,44
Mortier de pose	10	0,02	0,20
Couche de sable	18	0,03	0,54
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit en ciment	10	0,02	0,2
Cloiso brique creuse	09	0,1	0,9
Enduit en ciment	10	2x0,02	2x0,1
			G_t = 6,43 kN/m³

La charge permanente totale qu'on a est $G = 6.43 \text{ kN/m}^2$.

2. Charges d'exploitations

- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher terrasse inaccessible est $Q = 1.0 \text{ kN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher d'étage courant est $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre pour l'étage services est $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre pour les balcons est $Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$.
- La charge d'exploitation des escaliers est $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$.

- **Descente de charges**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol. On effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

- **Loi de dégression [3] (Article 6.3)**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissent simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste dans notre cas à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5 Q.

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficient).

Niveau8: Q_0 charge d'exploitation sur la terrasse

Niveau7 : Q_0+Q

Niveau6 : surcharge niveau7 + 0.9Q

Niveau5 : surcharge niveau6+ 0.8Q

Niveau4 : surcharge niveau5 + 0.7Q

Niveau3 : surcharge niveau4 + 0.6Q

Niveau2 : surcharge niveau3+ 0.5Q

Niveau1 : surcharge niveau2 + 0.5Q Niveau

SP : surcharge niveau1 + 0.5Q

Niveau RDC : surcharge niveau SP+ Q

2.2) calcul de la descente de charges

On doit tout d'abord choisir le poteau le **plus sollicité** sachant qu'il y'a 3 types de poteaux :

- Poteau centrale
- Poteau d'angle
- Poteau de rive

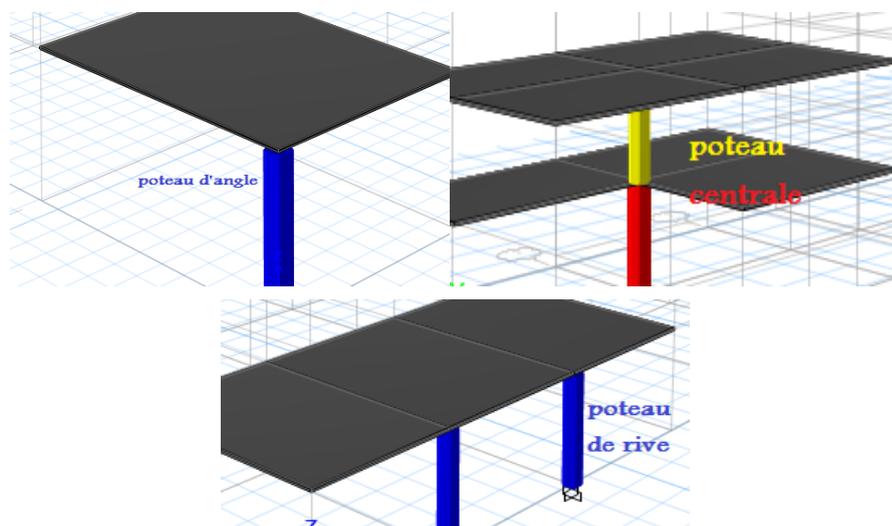


Figure II-6 : Les trois types de poteau.

3. Surface d'influence du poteau

II.4.1 Le poteau central [Annexe A]



Figure II-7 : Le poteau central le plus sollicité

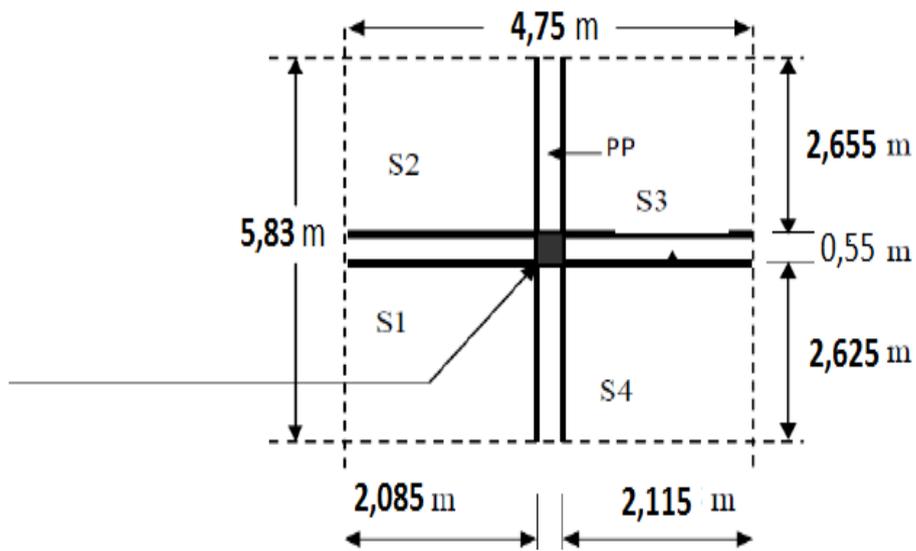


Figure II-8 : Schéma de la surface (poteau central)

$$S_1 = (2,085 \times 2,625) = 5,47 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (2,085 \times 2,655) = 5,54 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (2,115 \times 2,655) = 5,62 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (2,115 \times 2,625) = 5,55 \text{ m}^2$$

$$S_t = 22,18 \text{ m}^2$$

Tableau II-6 : Charge et surcharge de chaque étage (poteau central)

ETAGES	Niveau	DESIGNATION DES ELEMENTS	G (kN)	Q (kN)
8ème ETAGES	N1	Poids du plancher terrasse Poids des Poutres PP+PS Poids du Poteau	121,99 32,44 8,72 163,15	22,18
7ème ETAGE	N2	N1 + Poids du plancher étage Poids des Poutres PP+PS Poids du Poteau	163,15 118 32,44 8,72 322,31	55,45
6ème ETAGES	N3	N3 X1	322,31 159,16 481,47	85,39
5ème ETAGES	N4	N4 X1	481,47 159,16 642,41	112,01
4ème ETAGES	N5	N5 X1	640,63 159,16 801,57	135,30
3ème ETAGES	N6	N6 X1	801,57 159,16 960,73	155,26
2ème ETAGES	N7	N7 X1	960,73 159,16 1119,89	171,90
1er ETAGES	N8	N8 X1	1119,89 159,16 1279,05	188,53
RDC	N9	N9 X2	1279,05 159,16 1429,49	205,17
SS1	N10	N10 X2	1429,49 160,94 1590,43	221,80
SS2	N11	N11 X2	1590,43 160,94 1751,37	249,53
TOTAL		/	1751,37	249,53

N.B : Les différents poids

II.4.2 Le poteau de rive [Annexe A]

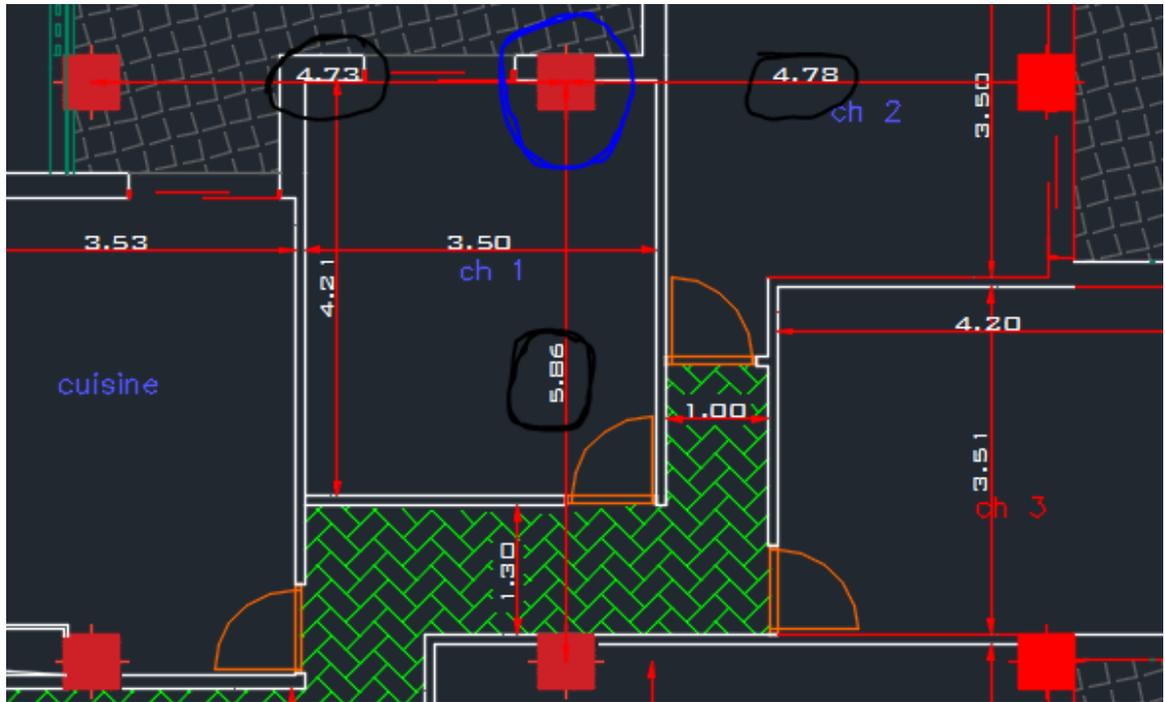


Figure II-9 : Le poteau de rive le plus sollicité

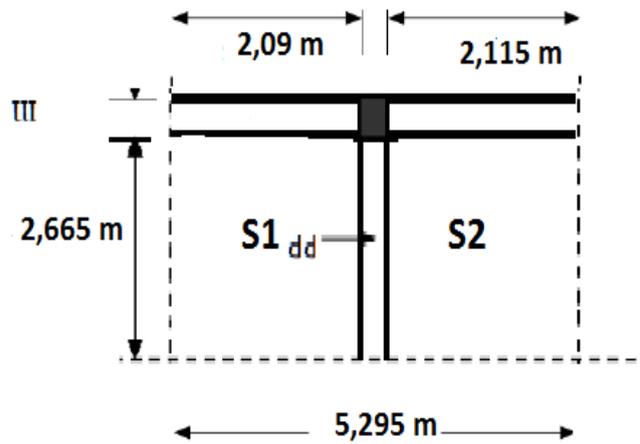


Figure II-10 : Schéma de surface (poteau de rive)

$$S_1 = (2,09 * 2,665) = 5,57 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (2,115 * 2,665) = 7,1 \text{ m}^2$$

$$S_t = 12,67 \text{ m}^2$$

Tableau II-7 : Charger et surcharge de chaque étage (poteau de rive)

ETAGES	Niveau	DESIGNATION DES ELEMENTS	G (kN)	Q (kN)
8ème ETAGES	N1	Poids du plancher terrasse Poutres PP+PS Poids du Poteau	69,68 32,44 8,72 110,84	12,67
7ème ETAGE	N2	N1 + Poids du plancher étage Poutres PP+PS Poids du Poteau	110,84 67,4 32,44 8,72 219,4	31,68
6ème ETAGES	N3	N3 X1	219,4 108,56 327,96	48,78
5ème ETAGES	N4	N4 X1	327,96 108,56 438,3	63,98
4ème ETAGES	N5	N5 X1	483,3 108,56 546,86	77,29
3ème ETAGES	N6	N6 X1	546,86 108,56 655,42	88,69
2ème ETAGES	N7	N7 X1	655,42 108,56 763,98	98,19
1er ETAGES	N8	N8 X1	763,98 108,56 872,54	107,7
RDC	N9	N9 X2	872,54 108,56 972,38	117,20
SS1	N10	N10 X2	972,38 110,34 1082,72	126,70
SS2	N11	N11 X2	1082,72 110,34 1193,06	142,54
TOTAL	/		1193,06	142,54

II.4.3 Le poteau d'angle [Annexe A]

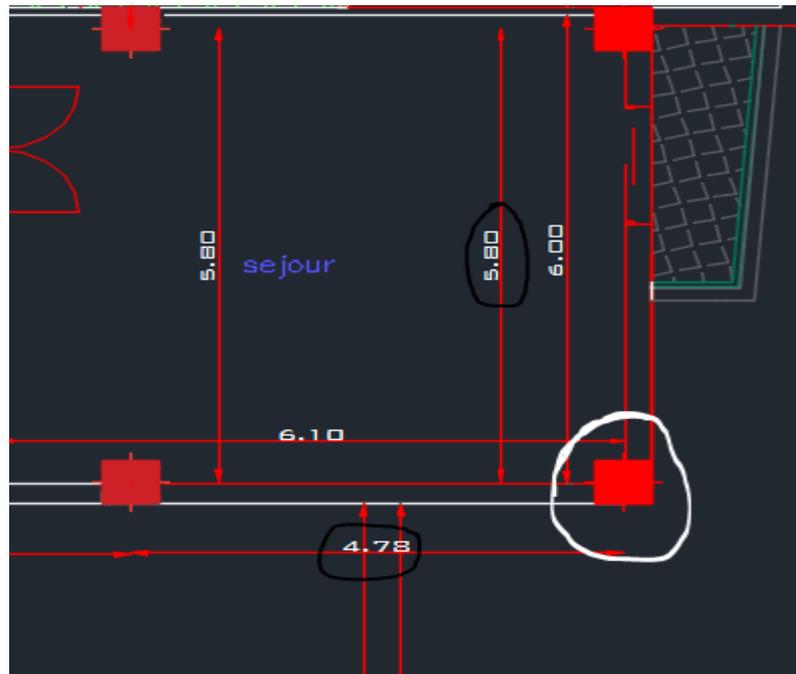


Figure II-11 : Le poteau d'angle le plus sollicité

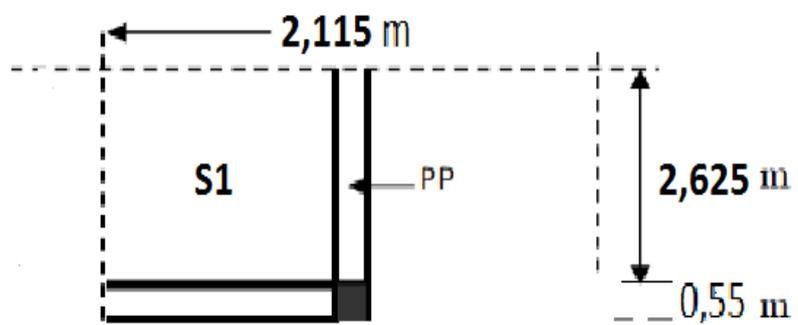


Figure II-12 : Schéma de surface (poteau d'angle)

$$S_1 = (2,115 \times 2,625) = 5,55 \text{ m}^2$$

$$S_t = 5,55 \text{ m}^2$$

Tableau II-8 : Charge et surcharge de chaque étage (poteau d'angle)

ETAGES	Niveau	DESIGNATION DES ELEMENTS	G (kN)	Q (kN)
8ème ETAGES	N1	Poids du plancher terrasse Poutres PP+PS Poids du Poteau	30,52 32,44 8,72 71,68	5,55
7ème ETAGE	N2	N1 + Poids du plancher étage Poids des Poutres PP+PS Poids du Poteau	71,68 29,53 32,44 8,72 142,37	13,88
6ème ETAGES	N3	N3 X1	142,37 70,69 213,06	21,37
5ème ETAGES	N4	N4 X1	213,06 70,69 285,53	28,03
4ème ETAGES	N5	N5 X1	285,53 70,69 356,22	33,86
3ème ETAGES	N6	N6 X1	356,22 70,69 426,91	38,85
2ème ETAGES	N7	N7 X1	426,91 70,69 497,60	43,01
1er ETAGES	N8	N8 X1	497,60 70,69 568,29	47,18
RDC	N9	N9 X2	568,29 70,69 638,98	51,34
SS1	N10	N10 X2	638,98 72,47 711,45	55,5
SS2	N11	N11 X2	711,45 72,47 783,92	62,44
TOTAL		/	783,92	62,44

II.4.4 Dimensionnement des poteaux

Le prédimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$Nu(p) \leq \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

Nu : effort normal ultime (compression) = 1.35G+1.5Q

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité (α = f(λ))

λ : élancement d'EULER

i : rayon de giration

l f : longueur de flambement

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

B : surface de la section du béton

γ b : coefficient de sécurité pour le béton γ b = 1.5 (situation durable)

γ s : coefficient de sécurité pour l'acier γ s = 1.15 (situation durable)

f e : limite élastique de l'acier (f e = 500 MPa);

f c28 : contrainte caractéristique du béton à 28 jours (f c28 = 30 MPa)

A s : section d'acier comprimée

B r : section réduite d'un poteau. Obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

4.1) Pour une section rectangulaire

- moment d'inertie $I = \frac{bh^3}{12}$

- section du béton $B = a \times b$

- section réduite $B r = ((a - 0.02) \times (b - 0.02))$

Selon le « BAEL 99 [2] » $0,2\% \leq A_s / B \leq 5\%$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad si \quad \lambda = 50 \\ \bullet \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad si \quad 50 < \lambda < 100 \end{array} \right.$$

Pour les poteaux. Il est préférable de prendre $\lambda = 35$ et $\alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de B_r :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{B \times \gamma_s} \right)} = 0,0531 N_u$$

Pour une zone sismique **III**. On doit avoir au minimum :

Min (a ;b) ≥ 30 cm

Min (a ;b) $\geq h_e/20$

$1/4 < a/b < 4$

Avec :

- (a ; b) : dimensions de la section.
- h_e : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée (a = b).

4.2). Vérification à l'ELS

La vérification de la section à l'ELS est selon la formule suivante :

$$\sigma_{ser} = N_{ser}B + \eta A_s \leq 0.6 f_{c28}$$

Avec :

- **N ser** : Effort normal à l'ELS.
- **B** : Section de béton du poteau.
- **As** : Section des armatures (**As=1%B**).
- **η** : Coefficient d'équivalence (**$\eta = E_s / E_b = 15$**).
- **σ_{ser}** : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation les différents termes par leur valeur, on obtient :

$$\sigma_{ser} = N_{ser} 1.15B \leq 0.6 f_{c28} = \mathbf{18Mpa}$$

Les Poteaux les plus sollicités sont :

- Poteau central rectangulaire **S = 22.18 m²**
- Poteau de rive rectangulaire **S = 12,67 m²**
- Poteau de cote rectangulaire **S = 5,55 m²**

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

II.4.4.1 Le poteau central

Tableau II-9 : Choix des sections des poteaux centraux (carrés)

Niveaux	Ng (kN)	Nq (kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	a=b	RPA	Le choix
8ème étage	163,150	22,180	253,523	134,620	13,603	30x30	30x30
7ème étage	322,310	55,450	518,294	275,214	18,590	30x30	30x30
6ème étage	481,470	85,393	778,074	413,157	22,326	30x30	30x30
5ème étage	642,410	112,009	1035,267	549,727	25,446	30x30	30x30
4ème étage	801,570	135,298	1285,067	682,370	28,122	30x30	35x35
3ème étage	960,730	155,260	1529,876	812,364	30,502	30x30	35x35
2ème étage	1119,890	171,895	1769,694	939,708	32,655	30x30	35x35
1er étage	1279,050	188,530	2009,513	1067,051	34,666	30x30	35x35
RDC	1429,490	205,165	2237,559	1188,144	36,469	30x30	40x40
S-sol1	1590,430	221,800	2479,781	1316,763	38,287	30x30	40x40
S-sol2	1751,370	249,525	2738,637	1454,216	40,134	30x30	45x45

Tableau II-10 : Vérification de critère de résistance (Poteaux centraux)

Etages	Nu (kN)	B (cm ²)	Nu/B	f _{bu} (MPa)	Vérification	Le choix
8ème étage	253,52	900	2,82	17	Vérifiée	30x30
7ème étage	518,29	900	5,76	17	Vérifiée	30x30
6ème étage	778,07	900	8,65	17	Vérifiée	30x30
5ème étage	1035,27	900	11,50	17	Vérifiée	30x30
4ème étage	1285,07	1225	10,49	17	Vérifiée	35x35
3ème étage	1529,88	1225	12,49	17	Vérifiée	35x35
2ème étage	1769,69	1225	14,45	17	Vérifiée	35x35
1er étage	2009,51	1225	16,40	17	Vérifiée	35x35
RDC	2237,56	1600	13,98	17	Vérifiée	40x40
S-sol1	2479,78	1600	15,50	17	Vérifiée	40x40
S-sol2	2738,64	2025	13,52	17	Vérifiée	45x45

Vérification à l'ELS

Tableau II-11 : Vérification poteaux centraux à l'ELS

Niveaux	Ns (kN)	B (cm ²)	Ns/1,15B	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification	Le choix
8ème étage	185,33	900	2,06	18	Vérifiée	30x30
7ème étage	377,76	900	4,20	18	Vérifiée	30x30
6ème étage	566,86	900	6,30	18	Vérifiée	30x30
5ème étage	754,42	900	8,38	18	Vérifiée	30x30
4ème étage	936,87	1225	7,65	18	Vérifiée	35x35
3ème étage	1115,99	1225	9,11	18	Vérifiée	35x35
2ème étage	1291,79	1225	10,55	18	Vérifiée	35x35
1er étage	1467,58	1225	11,98	18	Vérifiée	35x35
RDC	1634,66	1600	10,22	18	Vérifiée	40x40
S-sol1	1812,23	1600	11,33	18	Vérifiée	40x40
S-sol2	2000,90	2025	9,88	18	Vérifiée	45x45

II.4.4.2 Le poteau de rive

Tableau II-12 : Choix des sections des poteaux de rives (carrés)

Niveaux	Ng(kN)	Nq(kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	a=b	RPA	Le choix
8ème étage	110,840	12,670	168,639	89,547	11,463	30x30	30x30
7ème étage	219,400	31,675	343,703	182,506	15,509	30x30	30x30
6ème étage	327,960	48,780	515,915	273,951	18,551	30x30	30x30
5ème étage	438,300	63,984	687,680	365,158	21,109	30x30	30x30
4ème étage	546,860	77,287	854,192	453,576	23,297	30x30	30x30
3ème étage	655,420	88,690	1017,852	540,479	25,248	30x30	30x30
2ème étage	763,980	98,193	1178,662	625,869	27,017	30x30	30x30
1er étage	872,540	107,695	1339,472	711,259	28,669	30x30	30x30
RDC	972,380	117,198	1488,509	790,398	30,114	30x30	30x30
S-sol1	1082,720	126,700	1651,722	877,064	31,615	30x30	35x35
S-sol2	1193,060	142,538	1824,437	968,776	33,125	30x30	35x35

Vérification de critère de résistance : $NuB \leq f_u = 17\text{Mpa}$

Tableau II-13 : Vérification de critère de résistance (Poteaux de rives)

Niveaux	Nu (kN)	B (cm ²)	Nu/B	f _{bu} (MPa)	Vérification	Le choix
8ème étage	168,64	900	1,87	17	Vérifiée	30x30
7ème étage	343,70	900	3,82	17	Vérifiée	30x30
6ème étage	515,92	900	5,73	17	Vérifiée	30x30
5ème étage	687,68	900	7,64	17	Vérifiée	30x30
4ème étage	854,19	900	9,49	17	Vérifiée	30x30
3ème étage	1017,85	900	11,31	17	Vérifiée	30x30
2ème étage	1178,66	900	13,10	17	Vérifiée	30x30
1er étage	1339,47	900	14,88	17	Vérifiée	30x30
RDC	1488,51	900	14,38	17	Vérifiée	30x30
S-sol1	1651,72	1225	13,48	17	Vérifiée	35x35
S-sol2	1824,44	1225	14,89	17	Vérifiée	35x35

Tableau II-14 : Vérification poteaux de rives a l'ELS

Niveaux	Ns (kN)	B (cm ²)	Ns/1,15B	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification	Le choix
8ème étage	123,51	900	1,19	18	Vérifiée	30x30
7ème étage	251,08	900	2,43	18	Vérifiée	30x30
6ème étage	376,74	900	3,64	18	Vérifiée	30x30
5ème étage	502,28	900	4,85	18	Vérifiée	30x30
4ème étage	624,15	900	6,03	18	Vérifiée	30x30
3ème étage	744,11	900	7,19	18	Vérifiée	30x30
2ème étage	862,17	900	8,33	18	Vérifiée	30x30
1er étage	980,24	900	9,47	18	Vérifiée	30x30
RDC	1089,58	900	10,52	18	Vérifiée	30x30
S-sol1	1209,42	1225	8,59	18	Vérifiée	35x35
S-sol2	1335,60	1225	9,48	18	Vérifiée	35x35

II.4.4.3 Poteaux d'angle

Tableau II-15 : Choix des sections des poteaux d'angle (carrés)

Niveaux	Ng(kN)	Nq(kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	a=b	RPA	Le choix
8ème étage	71,68	5,55	105,093	55,80	9,473	30x30	30x30
7ème étage	142,37	13,88	213,020	113,11	12,63	30x30	30x30
6ème étage	213,06	21,37	319,686	169,75	15,028	30x30	30x30
5ème étage	285,53	28,03	427,51	227,00	17,066	30x30	30x30
4ème étage	356,22	33,86	531,687	282,327	18,802	30x30	30x30
3ème étage	426,91	38,85	633,375	336,32	20,339	30x30	30x30
2ème étage	497,60	43,01	736,275	390,9	21,7727	30x30	30x30
1er étage	568,29	47,18	837,96	444,95	23,093	30x30	30x30
RDC	638,98	51,34	1000,383	531,20	25,0434	30x30	30x30
S-sol1	711,45	55,50	1043,71	554,21	25,54	30x30	30x30
S-sol2	783,92	62,44	1151,952	611,67	26,73	30x30	30x30

Tableau II-16 : Vérification de critère de résistance à l'ELU.

Niveaux	Nu (kN)	B (cm ²)	Nu/B	f _{bu} (MPa)	Vérification	Le choix
8ème étage	104,93	900	1,17	17	Vérifiée	30x30
7ème étage	212,65	900	2,36	17	Vérifiée	30x30
6ème étage	319,13	900	3,55	17	Vérifiée	30x30
5ème étage	426,77	900	4,74	17	Vérifiée	30x30
4ème étage	530,77	900	5,90	17	Vérifiée	30x30
3ème étage	633,52	900	7,04	17	Vérifiée	30x30
2ème étage	735,02	900	8,17	17	Vérifiée	30x30
1er étage	836,52	900	9,29	17	Vérifiée	30x30
RDC	926,26	900	10,29	17	Vérifiée	30x30
S-sol1	1030,16	900	11,45	17	Vérifiée	30x30
S-sol2	1138,22	900	12,65	17	Vérifiée	30x30

Vérification a l'ELS

Tableau II-17 : Vérification poteaux d'angle a l'ELS

Niveaux	Ng(kN)	Nq(kN)	Ns(kN)	B (cm ²)	Ns/1,15B	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification	Le choix
8ème étage	71,68	5,55	77	900	0,75	18	Vérifiée	30x30
7ème étage	142,37	13,88	156	900	1,51	18	Vérifiée	30x30
6ème étage	213,06	21,37	234	900	2,27	18	Vérifiée	30x30
5ème étage	285,53	28,03	314	900	3,03	18	Vérifiée	30x30
4ème étage	356,22	33,86	390	900	3,77	18	Vérifiée	30x30
3ème étage	426,91	38,85	466	900	4,50	18	Vérifiée	30x30
2ème étage	497,6	43,01	541	900	5,22	18	Vérifiée	30x30
1er étage	568,29	47,18	615	900	5,95	18	Vérifiée	30x30
RDC	638,98	51,34	690	900	6,67	18	Vérifiée	30x30
S-sol1	711,45	55,5	767	900	7,41	18	Vérifiée	30x30
S-sol2	738,92	62,44	801	900	7,74	18	Vérifiée	30x30

II.5 Prédimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Le R.P.A. 99/2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$e \geq \max\left(\frac{he}{20} ; 15\right) \text{ cm} \quad e \geq \frac{he}{20} \quad e \geq \frac{323}{20}$$

$$e \geq 16,15 \text{ cm} \quad \text{alors } e_{min} = 20 \text{ cm}$$

$$L \geq 4e \quad L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

Avec :

L : longueur du voile

e : épaisseur du voile

h_e :Hauteur d'étage

On adopte des voiles d'épaisseur e = 20 cm.

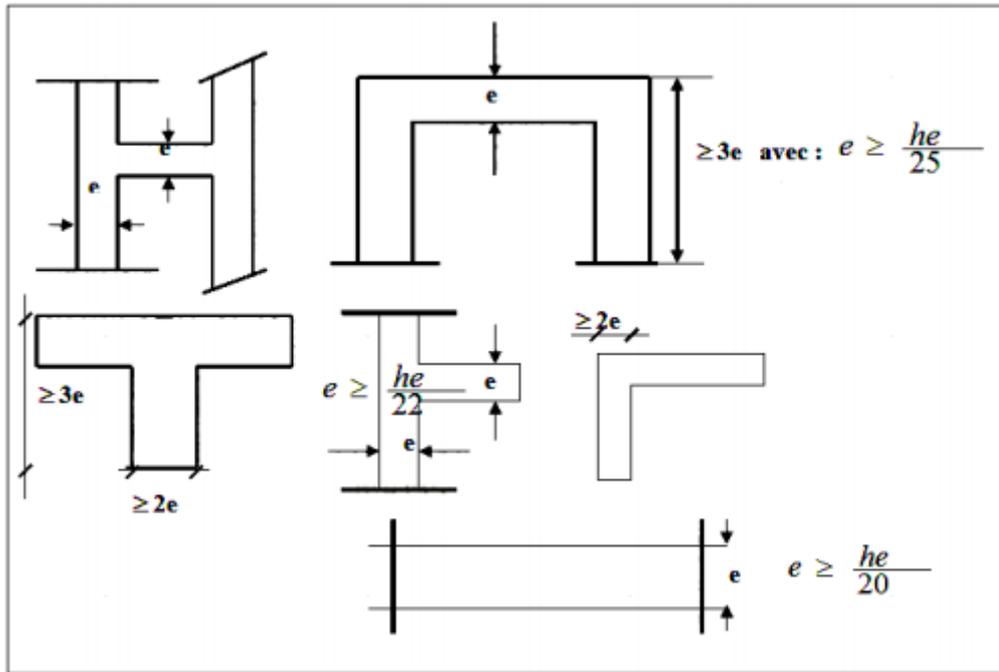


Figure II-13 : Coupes de voiles en plan (RPA 99 v 2003)

II.6 Conclusion

Tableau récapitulatif

Tableau II-18 : Dimensions des éléments porteurs

Niveaux	Section de poteau central	Section de poteau de rive	Section de poteau d'angle	Section de poutre principale	Section de poutre secondaire	Epaisseur des voiles
8 ^{ème} étage– 5 ^{ème} étage	30x30	30x30	30x30	30 x 40	30 x 35	20
4 ^{ème} étage– 1 ^{er} étage	35x35	30x30	30x30	30 x 40	30 x 35	20
RDC	40x40	30x30	30x30	30 x 40	30 x 35	20
S-sol1	40x40	35x35	30x30	30 x 40	30 x 35	20
S-sol2	45x45	35x35	30x30	30 x 40	30 x 35	20

III.ETUDE SISMIQUE

III.1 Introduction

Le séisme est l'un des risques naturels majeurs les plus dangereux et qui causent le plus de dégâts, ce phénomène se produit à cause du mouvement des plaques tectoniques.

Du moment que ce phénomène est imprévisible, la rigueur lors des analyses sismiques est cruciale pour assurer la sécurité et la longévité des structures, afin d'éviter la ruine en cas de séisme.

III.2 Caractéristique dynamiques propres

Une structure idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle puisse vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \quad (1)$$

Avec :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

{ \ddot{x} } : Vecteur des accélérations.

{ x } : Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (2)$$

Avec :

{A} : Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{x(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \quad (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \quad (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnus « Ai ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice s'annule c'est à dire :

$$\Delta\omega = |[K] - \omega^2 [M]| \quad (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée « Equation caractéristique ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2). Les (n) solutions ($\omega_1^2 ; \omega_2^2 ; \dots ; \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles. Le **1^{er} mode** vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (**modal Shape**).

III.3 Modélisation de la structure

Vu la complexité de l'analyse, il est nécessaire d'établir un modèle numérique représentant la structure, ce dernier est introduit dans un logiciel de calcul dynamique afin de déterminer les modes propres de vibration ainsi que les efforts sismiques. Parmi les méthodes de modélisation existantes il y a la méthode des éléments finis qui est utilisé par la majorité des logiciels de calcul. Pour cette étude, on utilisera le logiciel ETABS v 16.2.0.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

III.3.1 Modélisation de la rigidité

On suppose que la structure a « p » nœuds et total n DDL numérotés de 1 à n, on considère six DDL par nœud, on aura donc : $n=6 \cdot p$.

III.3.1.1 Les éléments de portique

Les poteaux et poutres de la structure ont été modélisés par des éléments barre (frame éléments) à deux nœuds possédants chacun 6 degrés de liberté (trois translations, trois rotations).

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).

III.3.1.2 Les voiles

Les voiles ont été modélisés par des éléments plaque (Wall éléments) à 04 nœuds.

III.3.1.3 Le Diaphragme

Les surfaces planes telles que les planchers sont assumés infiniment rigides dans leurs plans et ne peuvent se déformer qu'hors plan.

III.3.1.4 Conception du contreventement vertical

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à la torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

III.3.1.5 Connectivité Sol/Structure

Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6 DDL bloqués).

III.3.2 Modélisation de la masse

- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta \times Q)$.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres avec la dalle pleine est prise égale à celle du béton armé.
- En choisissant l'option (Mass source / From loads), le logiciel EATBS calcule automatiquement les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et d'exploitation sollicitant la structure.

Tel que : $\beta = 0,2$ (**bâtiment d'habitation, service**) {Selon l'art 4.5 des RPA 99 v2003}

III.4 Etude sismique

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme.

III.4.1 Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique est régularisée par les « **RPA 99 modifié 2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

1. La méthode statique équivalente. { Voir Art 4.2 des RPA v2003 }
2. La méthode d'analyse modale spectrale. { Voir Art 4.3 des RPA v2003 }
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme. { Voir Art 4.4 des RPA v2003 }

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif.

III.4.1.1 La méthode statique équivalente

III.4.1.1.1 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 projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

III.4.1.1.2 Conditions d'applications

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones 'I' et 'II' et à 30m en zones 'III'.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas du bâtiment étudié (car la structure **est irrégulière en plan** avec une hauteur supérieure à **10 m**), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

III.4.1.2 La méthode modale spectrale

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 applicable. Tel que le nôtre.

III.4.1.2.1 Principe

Le maximum des efforts engendrés par les forces sismiques dans chaque mode sont représentés par un spectre de calcul, puis sont combiné afin d'obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales **90%**.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que : $K > 3 \times \sqrt{N} = 9$ et $T_k < 0.20 \text{ sec} \dots$ **(4-14)** ^[1]

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

III.4.1.2.2 Analyse spectrale

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation (ω).

Donc pour des accélero-grammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant ^[1] :

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

Représentation graphique du spectre de réponse. Avec :

- g : accélération de la pesanteur.
- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : facteur de correction d'amortissement.
- R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.
- T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- Q : Facteur de qualité.

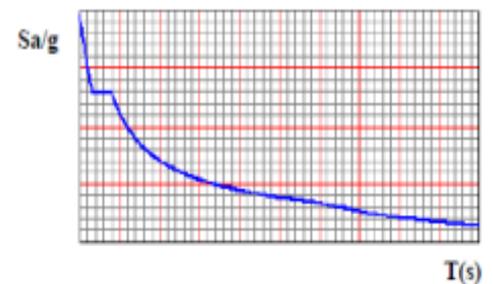


Figure III-1: Spectre de réponse.

III.4.2 Effort tranchant a la base

La résultante des forces sismiques à la base (l'effort tranchant à la base) « $E_{x/y}$ » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « $V_{x/y}$ » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [1].

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (**forces, déplacements, moments, ...**) en les multipliant fois le rapport : $\frac{0,8V}{V}$.

III.4.2.1.1 Calcul de l'effort tranchant a la base par la méthode statique équivalente

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [1]$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone : 0,25 pour : - Groupe d'usage : 2.
- Zone sismique : III.

D : facteur d'amplification dynamique moyen. Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement « η » et de la période fondamentale de la structure « T ».

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

T_1, T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site (**tableau 4.7** [1]).

Catégorie **S3** site meuble.

$T_1 = 0,15$

$T_2 = 0,50$

$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$ Pour $\xi = 7\% \Rightarrow \eta = 0,8819$

III.4.3 Estimation de la période fondamentale de la structure « T »

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

- Les formules empiriques à utiliser [1] :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} ; T = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

CT : Coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage

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

C_T = 0.05

h_N = 29,07 m

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré :

- D_x = 27,69 m.
- D_y = 26,27 m.

$$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (29,07)^{0,75} = 0,626 \text{ sec} \quad \text{dans les deux directions.}$$

- Suivant la direction (x-x) $0,09 \times \frac{29,07}{\sqrt{27,69}} = 0,497$
- Suivant la direction (y-y) $0,09 \times \frac{29,07}{\sqrt{26,27}} = 0,510$

Sens (x-x) : T_x = Min (0,626 ; 0,497) = 0,497 sec

Sens (y-y) : T_y = Min (0,626 ; 0,510) = 0,510 sec

R : Coefficient de comportement.

Les systèmes structuraux sont classifiés en attribuant à chacun un facteur appelé « coefficient de comportement R » selon le système de contreventement. Ce coefficient reflète la ductilité des structures.

R = 4 (Structure contreventée par des voiles) (**tableau 4.3** ^[1]).

Q : Facteur de qualité.

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 de contrôle de la construction.

La valeur de Q déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ".

Sa valeur est donnée par le **tableau 4.4** ^[1].

Tableau III-1: Facteur de qualité « Q ».

Critère q	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Pénalité	Observé	Pénalité
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2- Redondances en plan	Non	0,05	Non	0,05
3- Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
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
Total		0,30		0,30

Facteur de qualité $Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1,30$

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,25 \times 2,21 \times 1,30}{4} \times W = 0,180 \times W$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,25 \times 2,17 \times 1,30}{4} \times W = 0,177 \times W$$

III.4.4 Vérification des déplacements inter étage

L'une des principales vérifications concerne les déplacements latéraux entre étages, Par conséquent, l'inégalité ci-dessous doit être vérifiée (l'article 5.10 [2]) :

$$\Delta_K^X \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^Y \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01 \times h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^X = Rr_x \times \delta_{eK}^X \quad \text{et} \quad \delta_K^Y = Rr_y \times \delta_{eK}^Y$$

$$\Delta_K^X = \delta_K^X - \delta_{K-1}^X \quad \text{et} \quad \Delta_K^Y = \delta_K^Y - \delta_{K-1}^Y$$

Δ_K^X : Correspond au déplacement plastique relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » dans le sens x-x (pareil dans le sens y-y, Δ_K^Y).

δ_{eK}^X : Correspond au déplacement élastique horizontal dû aux forces sismiques au niveau « k » dans le sens x-x (pareil dans le sens y-y, δ_{eK}^Y).

III.5 Résultats de l'analyse dynamique du modèle

III.5.1 Modèle initial

La structure sans des voiles de contreventements.

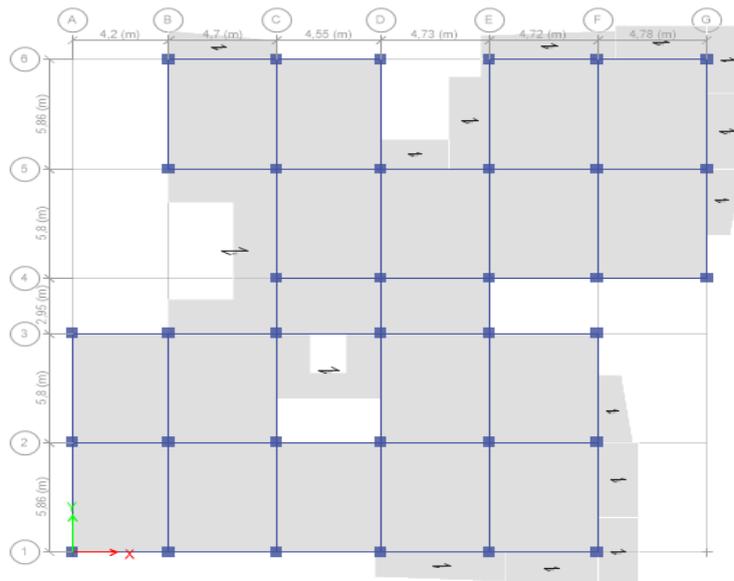


Figure III-2: modèle initial.

III.5.1.1 Caractéristiques dynamique propres du modèle

Tableau III-2 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial

Modes	Périodes(s)	U _x	U _y	U _z	Σ U _x	Σ U _y	Σ U _z
Mode 1	2,186	0,1272	0,2259	0	0,1272	0,2259	0
Mode 2	2,097	0,6566	0,1094	5,418E-06	0,7838	0,3353	5,456E-06
Mode 3	1,978	0,0207	0,4672	0	0,8045	0,8025	5,676E-06
Mode 4	0,737	0,0185	0,0368	0	0,823	0,8393	5,85E-06
Mode 5	0,712	0,0809	0,0181	2,278E-05	0,9039	0,8575	2,863E-05
Mode 6	0,67	0,0031	0,0495	1,448E-06	0,907	0,9069	3,007E-05
Mode 7	0,429	0,0047	0,0127	0	0,9117	0,9196	3,012E-05
Mode 8	0,412	0,031	0,0046	1,321E-05	0,9427	0,9242	4,333E-05
Mode 9	0,389	0,0009	0,0192	6,988E-07	0,9436	0,9434	4,403E-05
Mode 10	0,304	0,0023	0,0083	0	0,9459	0,9517	4,415E-05
Mode 11	0,292	0,0177	0,0025	0,0001	0,9635	0,9542	0,0001
Mode 12	0,276	0,0005	0,0097	8,823E-06	0,9641	0,9639	0,0001

III.5.1.2 Constatations

L'analyse dynamique de la structure se conduit à :

- Une période fondamentale : **T = 2,186 s** ;
- $K > 3 \times \sqrt{9} = 9$ et $T_9 = 0,389 \text{ sec} > 0.20 \text{ sec}$ (4-14) [1]
- Le **1^{er} mode** est un mode de rotation.
- Le **2^{ème} mode** est un mode de translation.
- Le **3^{ème} mode** est un mode de translation.

III.5.1.3 Résultantes des forces sismiques

W = 44920,55 kN

On aura donc :

$$V_x = 0,180 \times 44920,55 = 8077,29 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad 0,8 \times V_x = 0,8 \times 8077,29 = 6461,83 \text{ kN}$$

$$V_y = 0,177 \times 44920,55 = 7936,78 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad 0,8 \times V_y = 0,8 \times 7936,78 = 6349,43 \text{ kN}$$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure sous sollicitations sismiques:

$$F_1 = v_t^x = 3195,36 \quad \rightarrow \quad r_x = 2,02$$

$$F_2 = V_t^y = 3061,94 \quad \rightarrow \quad r_y = 2,07$$

Afin de vérifier le critère de l'article 4.3.6 [1], on multiplie le spectre de réponse pour le sens X-X par le coefficient $r_x = 2,02$ et les sens Y-Y par le coefficient $r_y = 2,07$.

III.5.1.4 Vérification des déplacement inter étage

Tableau III-3 : Vérifications des déplacements inter-étages du modèle initial.

	U1(cm)	U2(cm)	δ_K^X (cm)	δ_K^Y (cm)	Δ_K^X (cm)	Δ_K^Y (cm)	$\bar{\Delta}$	Observation	
8 ^{ème}	12,98	12,689	51,92	50,76	2,09	2,04	3,23	Vérifiée	Vérifiée
7 ^{ème}	12,46	12,1786	49,83	48,71	3,63	3,56	3,23	Non Vérifiée	Non Vérifiée
6 ^{ème}	11,55	11,2882	46,20	45,15	5,03	4,93	3,23	Non Vérifiée	Non Vérifiée
5 ^{ème}	10,29	10,0549	41,16	40,22	6,19	6,03	3,23	Non Vérifiée	Non Vérifiée
4 ^{ème}	8,74	8,5483	34,98	34,19	6,50	6,32	3,23	Non Vérifiée	Non Vérifiée
3 ^{ème}	7,12	6,9683	28,47	27,87	7,29	7,06	3,23	Non Vérifiée	Non Vérifiée
2 ^{ème}	5,30	5,2034	21,19	20,81	7,95	7,72	3,23	Non Vérifiée	Non Vérifiée
1 ^{er}	3,31	3,2745	13,24	13,10	8,11	7,92	3,23	Non Vérifiée	Non Vérifiée
RDC	1,28	1,2952	5,13	5,18	5,13	5,18	3,23	Non Vérifiée	Non Vérifiée

III.5.1.5 Vérification spécifique aux sollicitation normales

Afin d’éviter la rupture sous sollicitations dues au séisme, les RPA exigent que l’effort normal de compression sous combinaison sismique soit limite comme suit [2] :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

- N_d : l’effort normal de calcul s’exerçant sur une section de béton sous sollicitation sismique
- B_c : l’aire (section brute) de cette dernière
- f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (30 MPa).

Tableau III-4 : Vérifications de l’effort normal réduit des poteaux.

Niveaux	N_d (kN)	h (mm)	b (mm)	v	Obs
8 ^{ème}	331,658	30	30	0,123	Ok
7 ^{ème}	658,741	30	30	0,244	Ok
6 ^{ème}	992,044	30	30	0,367	Non acceptable
5 ^{ème}	1329,981	35	35	0,362	Non acceptable
4 ^{ème}	1677,800	35	35	0,457	Non acceptable
3 ^{ème}	2028,572	40	40	0,423	Non acceptable
2 ^{ème}	2383,038	40	40	0,496	Non acceptable
1 ^{er}	2741,397	45	45	0,451	Non acceptable
RDC	3111,986	45	45	0,512	Non acceptable

III.5.2 Modèle final

La structure comporte les voiles de contreventement ($e = 20\text{cm}$).

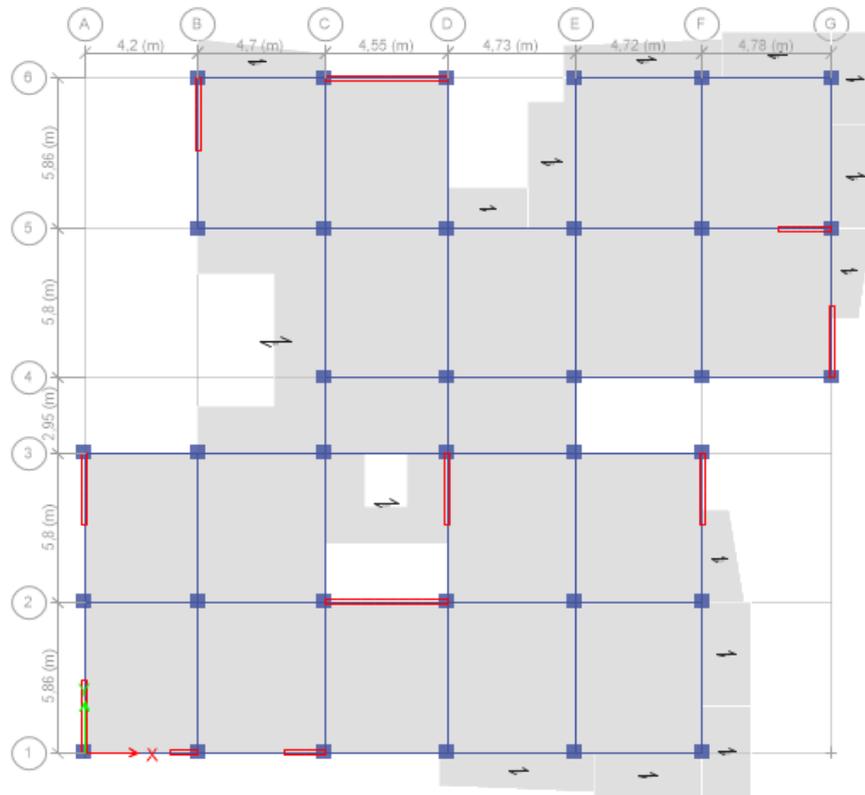


Figure III-3 : Modèle final.

III.5.2.1 Caractéristiques dynamique propres du modèle final

Tableau III-5 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.

Modes	Périodes(s)	U _x	U _y	U _z	Σ U _x	Σ U _y	Σ U _z
Mode 1	0,991	0,0003	0,6732	0	0,03%	67,32%	0
Mode 2	0,899	0,6585	0,0017	0	65,87%	67,49%	0
Mode 3	0,742	0,0246	0,0194	0	68,33%	69,43%	0
Mode 4	0,266	0,0014	0,1521	0	68,47%	84,64%	0
Mode 5	0,235	0,1665	0,0031	0	85,12%	84,95%	0
Mode 6	0,19	0,01	0,0039	0	86,12%	85,33%	0
Mode 7	0,123	0,0077	0,0554	0	86,89%	90,87%	0
Mode 8	0,117	0,0001	0,0002	0	86,91%	90,89%	0
Mode 9	0,117	0,0541	0,0083	0	92,32%	91,72%	0
Mode 10	0,991	0,0003	0,6732	0	0,03%	67,32%	0
Mode 11	0,899	0,6585	0,0017	0	65,87%	67,49%	0
Mode 12	0,742	0,0246	0,0194	0	68,33%	69,43%	0

III.5.2.2 Constatations

L'analyse dynamique de la structure ce conduit à :

- Une période fondamentale : **T = 0,991 s** ;
- $K > 3 \times \sqrt{9} = 9$ et $T_0 = 0,117 \text{ sec} < 0.20 \text{ sec}$ (4-14) [1]
- Le **1^{er} mode** est un mode de translation parallèlement à Y - Y.
- Le **2^{ème} mode** est un mode de translation parallèlement à X - X.
- Le **3^{ème} mode** est un mode de rotation.

III.5.2.3 Résultantes des forces sismiques

W = 59887,79 kN

On aura donc :

$V_x = 0,180 \times 59887,79 = 10768,57 \text{ kN} \rightarrow 0,8 \times V_x = 0,8 \times 10768,57 = 8614,87 \text{ kN}$

$V_y = 0,177 \times 59887,79 = 10571,27 \text{ kN} \rightarrow 0,8 \times V_y = 0,8 \times 10571,27 = 8465,02 \text{ kN}$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure sous sollicitations sismiques:

$F_1 = v_t^x = 8649,35$

$F_2 = V_t^y = 8556,41$

III.5.2.4 Vérification des déplacement inter étage

Tableau III-6 : Vérifications des déplacements inter-étages du modèle final.

	U1(cm)	U2(cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$	Observation	
8^{ème}	5,028	5,8262819	20,11	23,31	2,41	2,70	3,23	Vérifiée	Vérifiée
7^{ème}	4,425	5,1500601	17,70	20,60	2,58	2,89	3,23	Vérifiée	Vérifiée
6^{ème}	3,780	4,427246	15,12	17,71	2,73	3,09	3,23	Vérifiée	Vérifiée
5^{ème}	3,098	3,6558734	12,39	14,62	2,74	3,17	3,23	Vérifiée	Vérifiée
4^{ème}	2,413	2,862731	9,65	11,45	2,71	3,18	3,23	Vérifiée	Vérifiée
3^{ème}	1,734	2,0665467	6,94	8,27	2,49	2,98	3,23	Vérifiée	Vérifiée
2^{ème}	1,113	1,3216253	4,45	5,29	2,14	2,59	3,23	Vérifiée	Vérifiée
1^{er}	0,577	0,6748804	2,31	2,70	1,58	1,87	3,23	Vérifiée	Vérifiée
RDC	0,183	0,206201	0,73	0,82	0,73	0,82	3,23	Vérifiée	Vérifiée

III.5.2.5 Vérification spécifique aux sollicitation normales

Afin d'éviter la rupture sous sollicitations dues au séisme, les RPA exigent que l'effort normal de compression sous combinaison sismique soit limite comme suit ^[1] :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous sollicitation sismique
- B_c : l'aire (section brute) de cette dernière
- f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (**30 MPa**).

Tableau III-7 : Vérifications de l'effort normal réduit des poteaux.

Niveaux	N_d (kN)	h (mm)	b (mm)	ν	Obs
8 ^{ème}	257,808	35	35	0,070	Ok
7 ^{ème}	512,999	40	40	0,107	Ok
6 ^{ème}	772,183	40	40	0,161	Ok
5 ^{ème}	1037,383	45	45	0,171	Ok
4 ^{ème}	1306,597	45	45	0,215	Ok
3 ^{ème}	1584,790	50	50	0,211	Ok
2 ^{ème}	1868,647	50	50	0,249	Ok
1 ^{er}	2163,105	55	55	0,238	Ok
RDC	2465,379	55	55	0,272	Ok

III.6 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)

L'effet du second ordre représente 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.

Les effets du **2^e ordre** (ou **effet P- Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux ^[1] :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K:

$$P_k = Q = 1 + \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}).$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

H_k : Hauteur d'étage K.

Tableau III-8 : Vérification de l'effet P- Δ du modèle final.

Etage	h_k (m)	P_k (kN)	Δ_K^x (cm)	$V_{k\ x-x}$ (kN)	Δ_K^y (cm)	$V_{k\ y-y}$ (kN)	θ_k^x	θ_k^y	Observation	
8 ^{ème}	3,23	6384,04	2,58	2114,82	2,70	2101,19	0,024	0,025	Vérifiée	Vérifiée
7 ^{ème}	3,23	12873,88	2,73	3713,34	2,89	3673,02	0,029	0,031	Vérifiée	Vérifiée
6 ^{ème}	3,23	19363,71	2,74	4907,43	3,09	4835,37	0,033	0,038	Vérifiée	Vérifiée
5 ^{ème}	3,23	25966,08	2,71	5880,52	3,17	5810,92	0,037	0,044	Vérifiée	Vérifiée
4 ^{ème}	3,23	32568,45	2,49	6712,60	3,18	6649,78	0,037	0,048	Vérifiée	Vérifiée
3 ^{ème}	3,23	39297,50	2,14	7419,60	2,98	7351,85	0,035	0,049	Vérifiée	Vérifiée
2 ^{ème}	3,23	46026,54	1,58	8006,11	2,59	7946,94	0,028	0,046	Vérifiée	Vérifiée
1 ^{er}	3,23	52896,39	2,41	8448,57	1,87	8379,89	0,047	0,037	Vérifiée	Vérifiée
RDC	3,23	59766,24	0,73	8649,35	0,82	8556,41	0,016	0,018	Vérifiée	Vérifiée

Les résultats obtenus vérifient les conditions $\theta_x < 0,1$ et $\theta_y < 0,1$, par conséquent les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

III.7 Justification du choix du coefficient de comportement

Le pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Total} = 64835,32\ kN$

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 15594,30\ kN$

$$\frac{P(voiles)}{P(total)} = \frac{15594,30}{64835,32} = 24,04\% > 20\%$$

Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Donc la supposition de $R = 4$ (système 4.b) n'est pas vérifiée donc la structure est dans (système 2) avec $R = 3,5$

III.8 Conclusion

- Le modèle final vérifie les conditions imposées par « RPA 99 modif 2003 ».
- Dans la vérification aux déplacements inter-étages on essaie de faire un équilibre entre la sécurité et l'économie afin que notre structure vérifie les critères de résistance sans qu'elle soit trop rigide.
- On prend en considération $R = 3,5$ pour le calcul de ferrailage des poteaux.

IV. FERRAILLAGE
DES
ELEMENTS PRINCIPAUX

IV.1 Introduction

Le ferrailage des éléments principaux sera fait conformément aux « **BAEL 91 modif 99** » et « **RPA 99 modif 2003** ».

Les éléments principaux calculés dans ce chapitre sont :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

IV.2 Ferrailage des poteaux

IV.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux assurant la continuité et la transmission des charges des planchers/poutres jusqu'aux fondations.

Les poteaux sont soumis à une **flexion composée** due à un effort normal « **N** » (chargements verticaux), qui génère un moment à cause de son excentricité, ajouté à cela un moment fléchissant

« **M** » dans les deux plans longitudinaux (forces horizontales).

Une section soumise à la flexion composée peut être à la fois soit :

- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).
- Section partiellement comprimée (SPC).

Les sections d'armatures sont obtenues aux états limites de résistance sous les sollicitations les plus défavorables selon les situations suivantes :

Tableau IV-1: Contraintes du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	30	17	1,15	500	434,78
Accidentelle	1,15		26,08	1		500

IV.2.2 Combinaisons d'actions

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

Situation durable :

- ELU 1.35G+1.5Q
- ELS G+Q

Situation accidentelle :

- ELU G+Q+E
- ELU 0,8G+E

Avec :

G : charges permanentes

Q : surcharges d'exploitations

E : actions sismiques

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- $N_{\max}^{\text{compression}}, M^{\text{correspondant}}$.
- $N_{\max}^{\text{Traction}}, M^{\text{correspondant}}$.
- $N^{\text{correspondant}}, M_{\max}$.
- $N_{\min} \approx 0, M_{\max}^{\text{correspondant}}$.

IV.2.3 Recommandations du « BAEL91 modif 99 »

La section A_s des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_s = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} A_s = 4 \times U \text{ (} U \text{: perimètre en mètre avec } A_s \text{ en cm}^2\text{)} \\ 0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\% \end{array} \right.$$

B : Section brute du béton.

IV.2.4 Recommandations des « RPA 99 modif 2003 »

Pour les poteaux d'une structure en zone sismique III :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (H.A), droites et sans crochet.
- Le pourcentage d'armature dans chaque section :

$$0,9 \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\% \qquad \text{Zone courante (Z.C).}$$

$$0,9 \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : La section brute du béton.

- Le diamètre minimal est de $\varnothing_1 = 12 \text{ mm}$
- Une longueur de recouvrement minimale de $l_R = 50 \times \varnothing_1$. (**Zone III**)^[1].
- L'espace entre barres longitudinales dans une face des poteaux ne doit pas dépasser 20 cm et ne doit pas être inférieur à 3,75 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs « h' » à prendre en compte pour chaque barre est définie comme suit :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

- h_e : la hauteur d'étage.
- b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

IV.2.5 Méthode de calcul

- On divise les poteaux de notre bâtiment en chaque section afin qu'on puisse vérifier si on aura un gain d'armature ou on généralise le ferrailage si la différence d'armature est petite.
- On fait le calcul pour le poteau le plus sollicité avec la combinaison la plus défavorable et on généralise le ferrailage pour les sections similaires seulement si la différence d'armature n'est pas trop élevée.
- Le calcul du ferrailage est obtenu par les deux logiciels **SOCOTEC v1.02** et **PMFC**.

IV.2.5.1 Utilisation du logiciel BAELR/SOCOTEC

C'est un logiciel utilisé pour le calcul de ferrailage longitudinal des sections rectangulaires soumises à la flexion composée sur un seul plan seulement. Le poteau sera considéré soumis au couple (N et M) et le ferrailage longitudinal obtenu sera réparti sur le deuxième plan.

IV.2.5.2 Présentation d'ensemble du logiciel PMFC [4]

a) Définition

C'est un logiciel de calcul de ferrailage des éléments de forme rectangulaire soumis à la flexion composée, le calcul est basé sur les règles citées par le [2].

b) Objectifs du programme

- Le calcul des sections de ferrailage est fait pour tous les cas possibles du couple d'efforts (**P** et **M**) tirées à partir du logiciel **ETABS v 16.2.0**.
- Le ferrailage est calculé suivant les deux plans **x-x** et **y-y**.
- Le calcul s'effectue en tenant compte le phénomène du flambement suivant les deux plans.
- La section d'acier finale choisie pour chaque section de poteau est la plus défavorable de tous les cas calculés par le logiciel.

c) Input / Output

Tableau IV-2 : Input / output (PMFC).

Input	Output
<ul style="list-style-type: none"> - b et h : dimensions du poteau. - c : l'enrobage. - Lo : Longueur du poteau. - k : Coefficient de flambement. - Contraintes des matériaux : f_{c28} et f_e. - Axes de rotation (x-x, y-y). - La situation : Durable ou accidentelle. 	<ul style="list-style-type: none"> - Les résultats de la flexion composée en tenant compte du phénomène de flambement. - As et A's en (cm²). - Le couple P et M qui ont donné la section d'acier la plus défavorable. - N° de l'élément. - La combinaison la plus défavorable. - La section d'acier minimale pour les fibres comprimées. - La section d'acier minimale pour les fibres tendues.

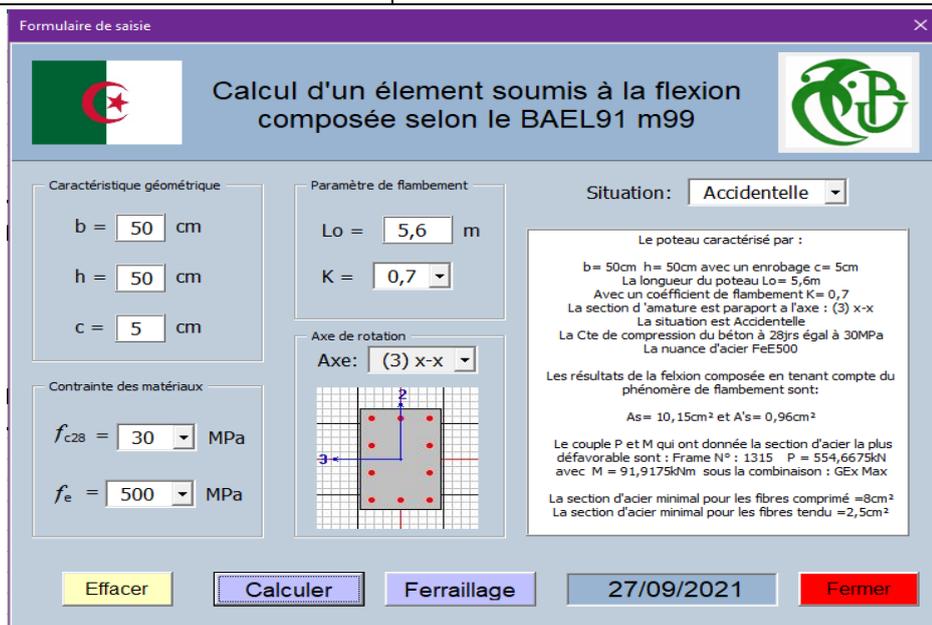


Figure IV-1 : Exemple de calcul avec le PMFC.

IV.2.6 Calcul du ferrailage

Tableau IV-3: Calcul du ferrailage des poteaux.

Niveau (b×h) cm ²	Cas	Efforts (kN,m)	Situation	A _S SOCOTEC (cm ²)	Cas	Efforts (kN,m)	Situation	A _S PMFC (cm ²)
RDC + 1^{er} (55x55)	Nmax ⁻	3473,68	S.D. T	0	P _{X-X}	-2975,77	S.D. T	0
	M ^{corr}	2,65			M _{X-X}	-11,88		
	Nmax ⁺	504,25	S. A	11,84	P _{Y-Y}	-2975,77	S.D. T	0
	M ^{corr}	163,05			M _{Y-Y}	29,35		
	Mmax	252,73	S. A	0	P _{X-X}	504,26	S. A	10,6
	N ^{corr}	2632,9 ⁽⁻⁾			M _{X-X}	122,06		
	Nmin	176,53 ⁽⁻⁾	S. A	4,68	P _{Y-Y}	504,26	S. A	12,46
M ^{corr}	160,80	M _{Y-Y}			163,06			
2^{ème} + 3^{ème} (50x50)	Nmax ⁻	2649,40	S.D. T	0	P _{X-X}	-2151,49	S.D. T	0
	M ^{corr}	6,27			M _{X-X}	-8,80		
	Nmax ⁺	431,1	S. A	11,74	P _{Y-Y}	-2151,49	S.D. T	0
	M ^{corr}	161,2			M _{Y-Y}	26,05		
	Mmax	283,18	S. A	0	P _{X-X}	-282,80	S. A	11,80
	N ^{corr}	1942,82 ⁽⁻⁾			M _{X-X}	-177,88		
	Nmin	117,90 ⁽⁻⁾	S. A	8,78	P _{Y-Y}	-65,41	S. A	10,51
M ^{corr}	217,05	M _{Y-Y}			143,20			
4^{ème} + 5^{ème} (45x45)	Nmax ⁻	1863,20	S.D. T	0	P _{X-X}	-1422,02	S.D. T	0
	M ^{corr}	9,03			M _{X-X}	-7,042		
	Nmax ⁺	276,88	S. A	10,68	P _{Y-Y}	-1422,02	S.D. T	0
	M ^{corr}	153,30			M _{Y-Y}	30,12		
	Mmax	270,05	S. A	5,26	P _{X-X}	-98,12	S. A	10,83
	N ^{corr}	1234,80 ⁽⁻⁾			M _{X-X}	218,016		
	Nmin	59,51 ⁽⁻⁾	S. A	7,88	P _{Y-Y}	276,89	S. A	11,29
M ^{corr}	164,40	M _{Y-Y}			153,31			
6^{ème} + 7^{ème} (40x40)	Nmax ⁻	1107,02	S.D. T	0	P _{X-X}	-207,11	S.D. T	2,13
	M ^{corr}	10,83			M _{X-X}	-62,05		
	Nmax ⁺	112,33	S. A	8,36	P _{Y-Y}	-396,11	S.D. T	1,7
	M ^{corr}	122,65			M _{Y-Y}	-78,10		
	Mmax	199	S. A	7,87	P _{X-X}	-74,22	S. A	10,42
	N ^{corr}	538,10 ⁽⁻⁾			M _{X-X}	180,26		
	Nmin	7,58 ⁽⁻⁾	S. A	7,54	P _{Y-Y}	-579,14	S. A	10,75
M ^{corr}	128,68	M _{Y-Y}			-222,28			

Tableau IV-4 : Suite du Calcul du ferrailage des poteaux.

Niveau (b×h) cm ²	Cas	Efforts (kN,m)	Situation	As SOCOTEC (cm ²)	Cas	Efforts (kN,m)	Situation	As PMFC (cm ²)
8 ^{ème} (35x35)	Nmax ⁻	371,35	S.D. T	0	P _{x-x}	-143,84	S.D. T	3,73
	M ^{corr}	12,50			M _{x-x}	-64,69		
	Nmax ⁺	10,46	S. A	7,18	P _{y-y}	-143,84		4,22
	M ^{corr}	101,4			M _{y-y}	-73,49		
	Mmax	144,20	S. A	8,18	P _{x-x}	-89,12	S. A	9
	N ^{corr}	279 ⁽⁻⁾			M _{x-x}	135,83		
	Nmin	10,46 ⁽⁻⁾	S. A	6,97	P _{y-y}	-114,61		11,03
	M ^{corr}	101,39			M _{y-y}	161,67		

NB : les valeurs positives (+) signifient que l'effort est un effort de **traction**.

Les valeurs négatives (-) signifient que l'effort est un effort de **compression**.

S.D.T : Situation durable et transitoire.

S.A : Situation accidentelle

Tableau IV-5: Pourcentage d'armatures minimal.

Niveau (b×h) cm ²	As min BAEL (cm ²)		As min RPA (cm ²)	As max	
	4×U	0,2%B	0,9%B	Z.C = 3%B	Z.R = 6%B
RDC + 1 ^{er} (55x55)	8,8	6,05	27,225	90,75	181,5
2 ^{ème} + 3 ^{ème} (50x50)	8	5	22,5	75	150
4 ^{ème} + 5 ^{ème} (45x45)	7,2	4,05	18,23	60,75	121,5
6 ^{ème} + 7 ^{ème} (40x40)	6,4	3,2	14,4	48	96
8 ^{ème} (35x35)	5,6	2,45	11,025	36,75	73,5

IV.2.7 Choix des armatures

Tableau IV-6: Choix d'armatures verticales des poteaux.

Niveau (b×h) cm ²	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix d'un coté	A _s ^{adp} (cm ²)	Choix de la section	A _s min (cm ²)	A _s ^{tot} (cm ²)
RDC + 1 ^{er}	12,46	2T20+4T16	14,33	4T20+8T16	27,23	28,65
2 ^{ème} + 3 ^{ème}	11,80	6T16	12,02	12T16	22,5	24,13
4 ^{ème} + 5 ^{ème}	11,29	6T16	12,02	12T16	18,23	24,13
6 ^{ème} + 7 ^{ème}	10,75	4T16 + 2T14	11,12	8T16 + 4T14	14,4	22,24
8 ^{ème}	11,03	4T16 + 2T14	11,12	8T16 + 4T14	11,03	22,24

IV.2.8 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

$$\text{Béton : } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Acier : - Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.

$$\text{- Fissuration préjudiciable : } \overline{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \{ 2/3 f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \}$$

$$\text{- Fissuration très préjudiciable : } \overline{\sigma}_s = 0,8 \times \xi$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\overline{\sigma}_s = 250$ MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau IV-7: Vérification des contraintes des poteaux (N max, M corr).

Niveau (b × h) cm ²	Efforts (kN, m)		Cas	σs	σbc	σ _s	σ _{bc}	Observation
	N max	M Corr						
RDC+1^{er} (55x55)	N max	2536.04	SEC	109	7.27	250	18	OK
	M Corr	1.48						
2^{ème} + 3^{ème} (50x50)	N max	1934.01	SEC	108.30	7.25	250	18	OK
	M Corr	4.86						
4^{ème} + 5^{ème} (45x45)	N max	1360.25	SEC	95.80	6.46	250	18	OK
	M Corr	6.97						
6^{ème} + 7^{ème} (40x40)	N max	808.50	SEC	75.70	5.17	250	18	OK
	M Corr	8.38						
8^{ème} (35x35)	N max	272.07	SEC	41.20	3.00	250	18	OK
	M Corr	9.64						

Tableau IV-8: Vérification des contraintes des poteaux (M max, N corr).

Niveau (b × h) cm ²	Efforts (kN, m)		Cas	σs	σbc	σ _s	σ _{bc}	Observation
	N Corr	M max						
RDC+1^{er} (55x55)	N Corr	1367.33	SEC	66.40	4.52	250	18	OK
	M max	23.22						
2^{ème} + 3^{ème} (50x50)	N Corr	1042.23	SEC	82	5.80	250	18	OK
	M max	49.8						
4^{ème} + 5^{ème} (45x45)	N Corr	961.24	SEC	98.90	7.10	250	18	OK
	M max	51.5						
6^{ème} + 7^{ème} (40x40)	N Corr	568.97	SPC	97.10	7.31	250	18	OK
	M max	52.58						
8^{ème} (35x35)	N Corr	189.52	SPC	101	9.41	250	18	OK
	M max	52.2						

NB : les valeurs des contraintes sont en **MPa**.

IV.2.9 Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \} = 3,0 \text{ MPa}$$

Avec :

- T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.
- b : Largeur de la section du poteau.
- d : Hauteur utile de la section du poteau.
- τ_u : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le « BAEL91 modif 99 » :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \} \text{ Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \} \text{ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

Selon le « RPA99 modif 2003 » :

$$\tau_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \text{ si l'élanement } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \text{ si l'élanement } \lambda_g < 5$$

Avec :

- λ_g : L'élanement du poteau $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$
- L_f : Longueur de flambement.
- a : Coté du poteau dans le sens de calcul.

Tableau IV-9: Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux.

Niveau (b × h) cm ²	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ _g	ρ _d	$\overline{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\overline{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Observation
RDC+1 ^{er} (55x55)	102,92	0,37	4,11	0,04	1,20	3	OK
2 ^{ème} + 3 ^{ème} (50x50)	204,79	0,89	4,52	0,04	1,20	3	OK
4 ^{ème} + 5 ^{ème} (45x45)	217,33	1,18	5,02	0,075	2,25	3	OK
6 ^{ème} + 7 ^{ème} (40x40)	186,26	1,27	5,65	0,075	2,25	3	OK
8 ^{ème} (35x35)	158,30	1,46	6,46	0,075	2,25	3	OK

IV.2.10 Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules suivantes :

$$\begin{cases} St \leq \text{Min} (0,9d; 40\text{cm}) \\ \emptyset t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \frac{h}{10}; \emptyset l \right) \\ \frac{At \times f_e}{b \times St} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{cases}$$

Avec :

- At : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- St : Espacement des armatures transversales.
- ∅t : Diamètre des armatures transversales.
- ∅l : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\frac{At}{St} = \frac{\rho_a \times T_u}{h \times f_e}$$

Avec :

- 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 qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
- $\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$
- λ_g : L'élancement géométrique.

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- $St \leq 10\text{cm}$ Zone nodale (zone III).
- $St \leq \text{Min} (b/2 ; h /2 ; 10\phi_l)$ Zone courante (zone III).

Le pourcentage d'armatures transversales maximal $\frac{A_t}{St \times b}$ est donné par :

0,3% si l'élancement $\lambda_g \geq 5$

0,8% si l'élancement $\lambda_g < 5$

Sinon on procède à une interpolation entre 0,8% et 0,3%.

Tableau IV-10:Espacement des cadres des poteaux.

Niveau (b × h) cm ²	Ferrailage Longitudinal	Ø _l (mm)	St (cm)	
			Z. N	Z.C
RDC+1^{er} (55x55)	4T20+8T16	20 ; 16	10	15
2^{ème} + 3^{ème} (50x50)	12T16	16	10	15
4^{ème} + 5^{ème} (45x45)	12T16	16	10	15
6^{ème} + 7^{ème} (40x40)	8T16 + 4T14	16 ; 14	10	15
8^{ème} (35x35)	8T16 + 4T14	16 ; 14	10	15

Tableau IV-11: Choix d'armatures transversales des poteaux.

Niveau (b × h) cm ²	Zone	St (cm)	T _u ^{max} (kN)	λ _g	At ^{cal} (cm ²)	At ^{min} (cm ²)	Choix	At ^{adp} (cm ²)
RDC+1 ^{er} (55x55)	Z. N	10	102,92	4,11	1,40	2,86	6T10	4,71
	Z.C	15			2,10	4,29	6T10	4,71
2 ^{ème} + 3 ^{ème} (50x50)	Z. N	10	204,79	4,52	3,07	2,10	10T8	5,03
	Z.C	15			4,60	3,15	10T8	5,03
4 ^{ème} + 5 ^{ème} (45x45)	Z. N	10	217,33	5,02	2,41	1,35	8T8	4,02
	Z.C	15			3,61	2,025	8T8	4,02
6 ^{ème} + 7 ^{ème} (40x40)	Z. N	10	186,26	5,65	2,32	1,2	7T8	3,52
	Z.C	15			3,48	1,80	7T8	3,52
8 ^{ème} (35x35)	Z. N	10	158,30	6,46	2,26	1,05	7T8	3,52
	Z.C	15			3,40	1,58	7T8	3,52

IV.2.11 Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50 \times \emptyset l$ (zone III) [1].

T14 : $L_r = 70$ cm

T16 : $L_r = 80$ cm

T20 : $L_r = 100$ cm

IV.2.12 Ferrailage des poteaux du sous-sol

Le calcul des poteaux du sous-sol se fait en statique car ces derniers font partie de la partie enterrée aussi appelée « boîte rigide », par conséquent ces éléments travaillent en compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br}{0,9} \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Br : Section réduite du poteau : $[Br = (a - 2)(b - 2)]$ cm²

α : Coefficient dépendant de l'élançement.

λ = L_f/i

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \frac{(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L_f : Longueur de flambement.

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

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau (B = a × b).

Nu : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement $L_f = 0,7 \times l_0$.

IV.2.12.1 Calcul du ferrailage

$$i = \sqrt{I/B} = \sqrt{\frac{600 \times 600^3}{12 \times 600 \times 600}} = 17,32 \text{ cm}^4$$

$$\lambda = L_f/i = 271/17,32 = 15,64 \quad \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 2 \left(\frac{15,64}{35}\right)^2} = 0,607$$

$$B_r = (600-20) \times (600-20) = 3364 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 4578,9 \text{ kN}$$

$$A_s \geq \left(\frac{4578,9 \times 10^3}{0,607} - \frac{3364 \times 10^2}{0,9} \cdot \frac{30}{1,5} \right) \frac{1,15}{500} = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}}^{\text{RPA}} = 0,9\%B$$

$$A_s = A_{s \text{ min}}^{\text{RPA}} = 32,40 \text{ cm}^2$$

On prend un choix identique à celui des poteaux du RDC à savoir : 4T20+8T16.

Tableau IV-12: Vérifications des contraintes des poteaux rectangulaires du sous-sol.

Section (cm ²)	N _{ser} (kN)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _b (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
60 x 60	3069,33	115,40	250	7,72	18	Ok

IV.2.12.2 Ferrailage transversal

On garde le même ferrailage que celui des poteaux du RDC.

Tableau IV-13 : Schémas de ferrailage de poteaux.

<p style="text-align: right;">4T20</p> <p style="text-align: right;">cadT8 8T16</p> <p style="text-align: center;">60</p> <p style="text-align: center;">60</p>	<p style="text-align: right;">4T20</p> <p style="text-align: right;">cadT8 8T16</p> <p style="text-align: center;">55</p> <p style="text-align: center;">55</p>
<p style="text-align: center;">Poteau S-Sol 1 + S-Sol 2</p>	<p style="text-align: center;">Poteau RDC + 1^{er}</p>
<p style="text-align: right;">12T16</p> <p style="text-align: right;">cadT8</p> <p style="text-align: center;">50</p> <p style="text-align: center;">50</p>	<p style="text-align: right;">12T16</p> <p style="text-align: right;">cadT8</p> <p style="text-align: center;">45</p> <p style="text-align: center;">45</p>
<p style="text-align: center;">Poteau 2^{ème} + 3^{ème}</p>	<p style="text-align: center;">Poteau 4^{ème} + 5^{ème}</p>
<p style="text-align: right;">8T16</p> <p style="text-align: right;">cadT8 4T14</p> <p style="text-align: center;">40</p> <p style="text-align: center;">40</p>	<p style="text-align: right;">8T16</p> <p style="text-align: right;">cadT8 4T14</p> <p style="text-align: center;">35</p> <p style="text-align: center;">35</p>
<p style="text-align: center;">Poteau 6^{ème} + 7^{ème}</p>	<p style="text-align: center;">Poteau 8^{ème}</p>

IV.3 Ferrailage des poutres

IV.3.1 Introduction

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont pour rôle la reprise des charges leurs revenant des dalles et planchers et de les transmettre aux poteaux.

IV.3.2 Les combinaisons d'actions

Mêmes combinaisons que celles énoncées en §. IV.2.2.

IV.3.3 Recommandations des règlements

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section ^[1].
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux des poteaux est de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \varnothing$ en zone III ^[1].
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- La quantité d'armatures transversales " At ", est donnée par : $At = 0,003 \times St \times L$

Avec :

L : longueur de la poutre.

St : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{ll} St \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\varnothing \right) & Z. N. \\ St \leq \frac{h}{4} & Z. C. \end{array} \right.$$

h : Hauteur de la poutre.

\varnothing : Diamètre maximale des barres d'acier longitudinales.

IV.3.4 Calcul du ferrailage

La structure ne comporte deux types de poutres :

Poutre principale 30 x 40.

Poutre secondaire 30 x 35.

Les poutres travaillent en flexion simple.

On note :

As : Section d’armatures tendus.

As’ : Section d’armatures comprimés.

Les tableaux qui regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections et le choix d’armatures calculées par (SOCOTEC et Flexion Simple) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge sont dans **l’Annexe B**.

Tableau IV-14:Ferrailage des poutres principales et secondaires.

Section	Situation	Position	M _{max} (kN.m)	As (cm ²)	As’ (cm ²)	As min (cm ²)	As max (Z.C)	As max (Z.R)
30x40	S.D. T	Appui	141,07	0	10,31	6	48	72
		Travée	94.90	6,59	0	6		
	S. A	Appui	224,82	0	14,86	6		
		Travée	85,62	5,03	0	6		
30x35	S.D. T	Appui	47,30	0	3,70	5,25	42	63
		Travée	34,13	2,63	0	5,25		
	S. A	Appui	170,63	0	13,17	5,25		
		Travée	36,69	2,44	0	5,25		

Tableau IV-15:Choix d’armatures longitudinales des poutres principales et secondaires

Section	Position	Choix	As ^{adp} (cm ²)
30x40	Appui	3T20+3T16	15,46
	Travée	3T16+2T14	9,11
30x35	Appui	3T20+2T16	13,45
	Travée	3T16	6,05

IV.3.5 Vérifications

IV.3.5.1 Condition de non-fragilité

$$As \geq Amin s = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,19 \text{ cm}^2 \quad (\text{Poutre principale})$$

$$As \geq Amin s = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,023 \text{ cm}^2 \quad (\text{Poutre secondaire})$$

En travée : $A_{travée} = 15,46 \text{ cm}^2 > A_{min s} = 1,19 \text{ cm}^2$ Vérifiée.

Sur appui : $A_{appui} = 9,11 \text{ cm}^2 > A_{min s} = 1,19 \text{ cm}^2$ Vérifiée.

En travée : $A_{travée} = 13,45 \text{ cm}^2 > A_{min s} = 1,023 \text{ cm}^2$ Vérifiée.

Sur appui : $A_{appui} = 6,05 \text{ cm}^2 > A_{min s} = 1,023 \text{ cm}^2$ Vérifiée.

IV.3.5.2 Espacement

- **Poutre principale**

En Travée :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30-2 \times 4-3 \times 1,6}{2} = 8,6 \text{ cm}$$

On prend : $e_h = 8,6 \text{ cm} > \text{Max} (\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max} (2 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$ Vérifiée.

Sur Appuis :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30-2 \times 4-3 \times 2}{2} = 8 \text{ cm}$$

On prend : $e_h = 8 \text{ cm} > \text{Max} (\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max} (2 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$ Vérifiée.

- **Poutre secondaire**

En Travée :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30-2 \times 4-3 \times 1,6}{2} = 8,6 \text{ cm}$$

On prend : $e_h = 8,6 \text{ cm} > \text{Max} (\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max} (2 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$ Vérifiée.

Sur Appuis :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30-2 \times 4-3 \times 2}{2} = 8 \text{ cm}$$

On prend : $e_h = 8 \text{ cm} > \text{Max} (\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max} (2 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$ Vérifiée.

IV.3.5.3 Effort tranchant

$$\tau_u = \frac{\tau_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 \times f_c 28 ; 4 \text{ MPa} \} = 3,0 \text{ MPa}$$

- **Poutre principale**

$$T_u = 150,80 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = 1,39 \text{ MPa} < 3,0 \text{ MPa}$$

Vérifiée.

• Poutre secondaire

$$T_u = 76,38 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = 0,81 \text{ MPa} < 3.0 \text{ MPa}$$

Vérifiée.

Selon le BAEL

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{At}{b \times St} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_c}{0,8 \times f_e} \quad K = 1 \\ \frac{At \times f_e}{b \times St} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

Selon les RPA

$$\left\{ \begin{array}{l} At = 0,003 \times St \times b \\ St \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) \quad \text{Z.N.} \\ St \leq \frac{h}{4} \quad \text{Z.C.} \end{array} \right.$$

Tableau IV-16: Contrainte tangentielle et ferrailage transversal des poutres.

Section	Tu (kN)	τ_u (MPa)	St (cm)		At (cm ²)	Choix
			Z.N	Z.C		
40x30	150,80	1,39	10	10	0,9	4T8
35x30	76,38	0,81	8,75	8,75	0,79	4T8

IV.3.5.4 Contraintes à l'E.L. S

Tableau IV-17: Vérification des poutres principales et secondaires à l'ELS.

Section (cm ²)	Position	M ser (kN)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
40x30	Appui	113,46	250	165,4	10,4	18	OK
	Travée	82,28		68,8	5,54		OK
35x30	Appui	23,45		141,4	4,63		OK
	Travée	24,67		63,1	3,41		OK

IV.3.5.5 Flèche

Flèche totale : $\Delta ft = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \bar{f}$

f_{gv} : Flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{gi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : Flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (nulle).

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

-Moment d'inerte de la section rectangulaire homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y + d')^2]$$

Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{c28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \quad : \text{coefficient pour la déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{c28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \quad : \text{coefficient pour la déformation différée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} \quad : \text{pourcentage des armatures}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : contrainte de traction effective de l'armaturescorrespondant au ca de charge considéré σ_s

• **Poutre principale :**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV-18 : Récapitulatif du calcul de flèche des poutres.

Mser (kN.m)	M_G kN.m	As (cm²)	ρ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I₀ (cm⁴)	I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)
82,28	69,2	39,28	0,036	68,8	0,66	0,26	0,66	949292,8	726903,24	888991,63

Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges (G+Q).

$$f_{pi} = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{82,28 \times 10^6 \times (5,68 \times 10^3)^2}{10 \times 34179,6 \times 726903,24} = 1,068 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes (G)

$$f_{gi} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{69,2 \times 10^6 \times (5,68 \times 10^3)^2}{10 \times 34179,6 \times 726903,24} = 0,899 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes (G)

$$f_{gv} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_{iv} \times I_{fv}} = \frac{69,2 \times 10^6 \times (5,68 \times 10^3)^2}{10 \times 11496,8 \times 888991,63} = 2,184 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes (G) appliquées au Moments de la mise en œuvre des cloisons

$$f_{ji} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{69,2 \times 10^6 \times (5,68 \times 10^3)^2}{10 \times 34179,6 \times 726903,24} = 0,899 \text{ mm}$$

$$\Delta ft = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1,456 \text{ mm} \qquad \bar{f} = 5 + \frac{L}{1000} = 10,68 \text{ mm}$$

On constate que : $\Delta ft < \bar{f}$ **(la flèche est vérifiée)**

• **Poutre secondaire :**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV-19:Récapitulatif du calcul de flèche des poutres.

Mser (kN.m)	M _G kN.m	As (cm ²)	ρ	σ _s (MP a)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
24,67	22,56	14,73	0,0156	63,1	1,53	0,62	0,34	496415,94	359535,5	452216,14

Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges (G+Q).

$$f_{pi} = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{24,67 \times 10^6 \times (4,6 \times 10^3)^2}{10 \times 34179,6 \times 359535,5} = 0,425 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes (G)

$$f_{gi} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{22,56 \times 10^6 \times (4,6 \times 10^3)^2}{10 \times 34179,6 \times 359535,5} = 0,388 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes (G)

$$f_{gv} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_{iv} \times I_{fv}} = \frac{22,56 \times 10^6 \times (4,6 \times 10^3)^2}{10 \times 11496,76 \times 452216,145} = 0,918 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes (G) appliquées au Moments de la mise en œuvre des cloisons

$$f_{ji} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{22,56 \times 10^6 \times (4,6 \times 10^3)^2}{10 \times 34179,6 \times 359535,5} = 0,388 \text{ mm}$$

$$\Delta ft = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,566 \text{ mm} \qquad \bar{f} = 5 + \frac{L}{1000} = 9,6 \text{ mm}$$

On constate que : $\Delta ft \ll \bar{f}$ (la flèche est vérifiée)

IV.3.6 . Arrêt des barres

Armatures inférieures tendues : $X \leq \frac{L}{10}$ pour $L = \text{Max (Droite ; Gauche)}$.

Armatures tendues supérieures :

$$X \geq \begin{cases} \frac{L^{max}}{4} \text{ pour appuis de travée de rive.} \\ \frac{L^{max}}{5} \text{ pour appui de travée intermédiaire.} \end{cases}$$

• **Poutre principale :**

Armatures inférieures tendues :

$L_{\text{droite}} = 5,31 \text{ m}$ $L_{\text{Gauche}} = 5,25$ donc : $X \leq 0,531 \text{ m}$

Armatures supérieures tendues :

$X \geq 1,3275 \text{ m}$ (appui travée de rive)

$X \geq 1,062 \text{ m}$ (appui travée intermédiaire)

• **Poutre secondaire :**

Armatures inférieures tendues :

$L_{\text{max}} = 4,23 \text{ m}$ donc : $X \leq 0,423 \text{ m}$

Armatures supérieures tendues :

$X \geq 1,0575 \text{ m}$ (appui travée de rive)

$X \geq 1,846 \text{ m}$ (appui travée intermédiaire)

Tableau IV-20 : Schémas de ferrailage des poutres

Poutre principale 30 x 40	
Ferrailage sur appui	Ferrailage en travée
Poutre secondaire 30 x 35	
Ferrailage sur appui	Ferrailage en travée

IV.4 Ferrailage des voiles

IV.4.1 Introduction

Les voiles sont des écrans rigides ayant deux dimensions en plan (longueur, largeur) plus importantes que la troisième dimension (épaisseur).

Les voiles sont chargés dans leur plan et ont pour principales fonctions :

- De reprendre les charges verticales revenantes des planchers.
- De participer au contreventement de la structure.
- Protection contre les incendies (cages d'escaliers et ascenseurs).
- Isolation acoustique.

IV.4.2 Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes

IV.4.2.1 Introduction

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

Le ferrailage des voiles est constitué :

- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v).
- D'armatures horizontales, parallèles au plan du mur, uniformément réparties et de pourcentage ρ_h .
- D'armatures transversales (**épingles**) (perpendiculaires aux parements du voile).

Les extrémités des voiles sont soumises à d'importants efforts de traction et de compression, ce couple est repris par les armatures disposées dans ces zones.

Des armatures horizontales et verticales distribuées au long de l'âme du voile auront pour rôle de reprendre l'effort tranchant. Les cadres et épingles permettent d'assurer le confinement des armatures verticales.

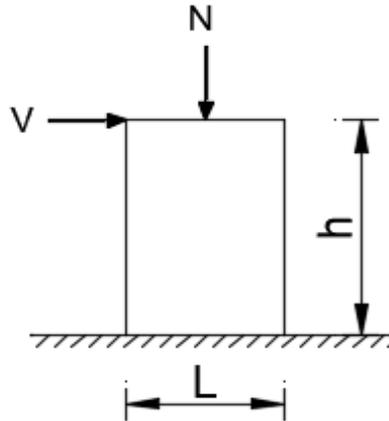


Figure IV-2: Elément soumis à la flexion composée.

IV.4.2.2 Justifications sous sollicitations normales

IV.4.2.2.1 Conditions d'application

- La longueur « d » du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 5a$

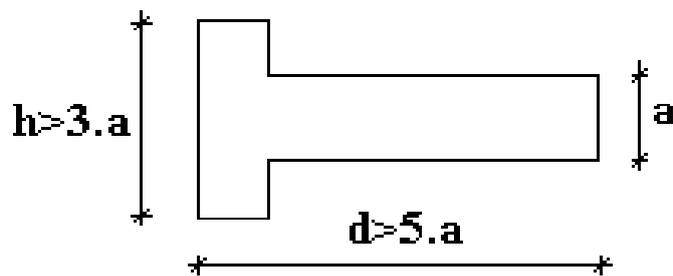


Figure IV-3 : Dimensions en plan d'un mur.

IV.4.2.2 Longueur de flambement (mur non raidi latéralement)

Soit :

l : la hauteur libre du mur.

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

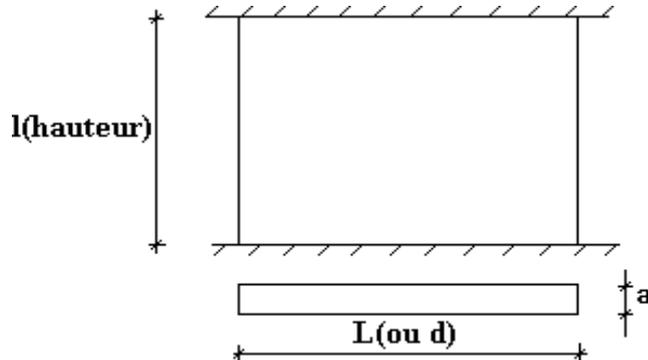


Figure IV-4 : Dimensions en élévation d'un mur

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f déduit de la hauteur libre du mur l, en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport (l_f/l) sont données par le tableau suivant :

Tableau IV-21: Valeurs du coefficient « K »

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Présence de plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Présence de plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élanement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{a}$$

IV.4.2.2.3 Efforts de compression en ELU

Soient :

- l_f : longueur de flambement (§.IV.4.2.2.2).
- a : Epaisseur du voile.
- d : Longueur du voile.
- f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours.
- f_e : Limite élastique de l'acier.
- $\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$).
- $\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$).

NB :

Les valeurs de α données par le tableau ci-dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours

Tableau IV-22: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna}

	Notation	Unité	Voile armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ	/	$\lambda = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r^2	m	$d \times (a - 0,02)$	
$\lambda \leq 50$ $50 \leq \lambda \leq 80$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ $\frac{0,6 \times (50)^2}{\lambda}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
Effort ultime ELU	Nu_{lim}	kN	$\alpha \leq \left[\frac{B_r \times F_c 28}{0,9 \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{b_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{Nu_{lim}}{a \times b}$	$\sigma_{bna} = \frac{Nu_{lim}}{a \times b}$

➤ Remarque :

Si la contrainte moyenne de compression dépasse la contrainte de béton armé σ_{ba} , on devra augmenter les dimensions du voile.

IV.4.2.2.4 Sections à vérifier

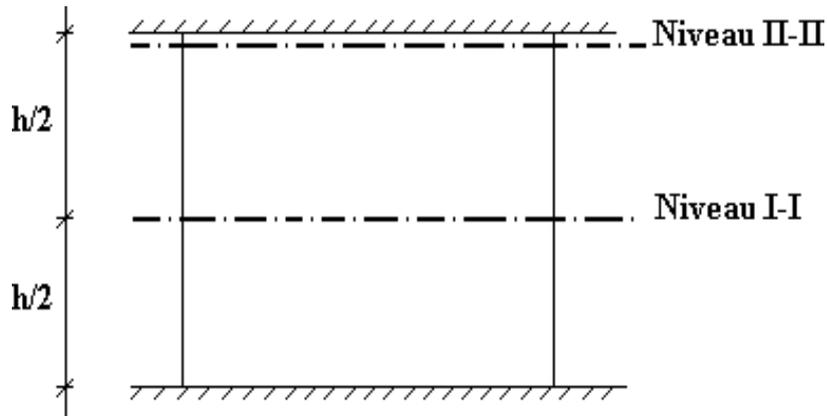


Figure IV-5: Niveaux à vérifier.

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq (\sigma_{u \text{ lim}} / \alpha)$
- En cas de traction, on négligera le béton tendu.

IV.4.2.2.5 Aciers minimaux

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bn}$ on n'aura pas besoin d'armatures, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

Tableau IV-23: Sections minimales des aciers verticaux et horizontaux.

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal	$St \leq \text{Min} (0,33 \text{ m} ; 2a)$	$St \leq 0,33 \text{ m}$
Section Minimale	$A_{sv} \geq \rho_v \times d \times a$ $\rho_v = \text{Max} [0,001; 0,0015 \frac{400 \times \theta}{f_e} (\frac{3 \times \sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1)]$	$\rho_h = \frac{A_h}{100a} \geq \left[\frac{2 \times \rho_v \text{ max}}{3}; 0,001 \right]$
Pourcentage minimal	Moitié sur chaque face avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_v \text{ max}$: pourcentage d'armatures verticales de la bande la plus armée

La section d'armatures correspondante au pourcentage « ρ_v » doit être distribuée en deux nappes, une sur chacune des faces de la bande de mur considérée.

La section d'armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être distribuée en deux nappes, une sur chacune des faces de façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

Seuls les aciers verticaux (de diamètre $\varnothing l$) pris en compte dans le calcul de $N_{u\lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre $\varnothing t$).

Tableau IV-24: Sections minimales des aciers transversaux.

	Nombre armatures transversals	Diamètre $\varnothing l$
$\varnothing l \leq 12 \text{ mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6 mm
$12 \text{ mm} \leq \varnothing l \leq 20 \text{ mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15 \varnothing l$	6 mm
$20 \text{ mm} \leq \varnothing l$		8 mm

IV.4.2.2.6 Cisaillement

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05 \times f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05 \times f_{c28}$).

IV.4.2.3 Ferrailage des trumeaux

IV.4.2.3.1 Introduction

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux.

IV.4.2.3.2 Méthode simplifiée basée sur les contraintes (aciers verticaux)

IV.4.2.3.2.1 Aciers verticaux

- **Zone comprimée**

Si $\sigma < 0$ → compression.

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$A_s = \text{Max} (\text{Min} \ll \text{BAEL} \gg ; \text{Min} \ll \text{RPA} \gg).$

- **Zone tendue**

Si $\sigma > 0$ → traction.

Lorsqu'une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_t}{e \times l_m}$$

Avec :

F_t : Force de traction.

e : Epaisseur du voile.

l_m : Longueur de la section considérée (maille).

Section d'acier correspondante à cette contrainte :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m}{f_e} \cdot \Delta_s$$

Avec :

Δ_s : $e \times l_m$

$\frac{A_s}{S}$: Quantité d'acier répartie sur les deux faces d'une surface S du voile.

Dans le modèle numérique, les voiles sont modélisés comme élément « Wall » à 4 nœuds, afin d'obtenir des résultats plus fiables, on procède à un maillage en petits éléments « Wall » aux dimensions « a » et « b » de façon à ce que le rapport « a/b » soit proche de 1. Les valeurs des contraintes moyennes σ_m sont lues au milieu des mailles

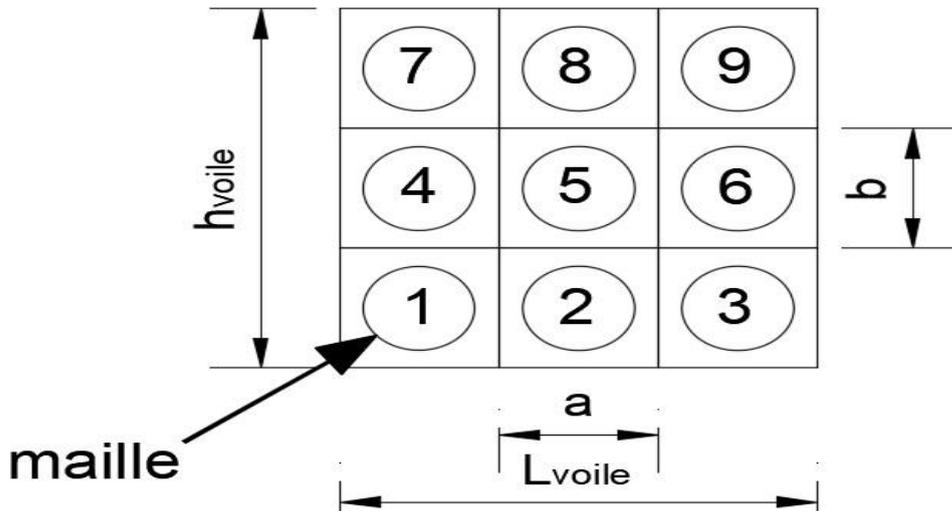


Figure IV-6: Maillage d'un voile.

IV.4.2.3.2.2 Aciers horizontaux

$$Ah_1 = (2/3) * A_v$$

$$Ah_2 = \frac{\overline{\tau_u} \times b_0 \times s_t}{0,8 (0,8 \times f_e)} = \frac{1,4 \times \tau_u \times s_t \times a}{0,8 \times f_e} \cdot 1,25$$

τ_u : S12 donnée par Etabs

S_t : espacement maximal

b_0 : a (épaisseur du trumeau)

$A_h \geq \text{Max} (Ah_1, Ah_2)$

IV.4.2.3.3 Exigences des RPA99 modif 2003**IV.4.2.3.3.1 Aciers verticaux**

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2 % ^[1].
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendu ^[1].
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile ^[1].
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux ^[1].
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement) ^[1].
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm ^[1].

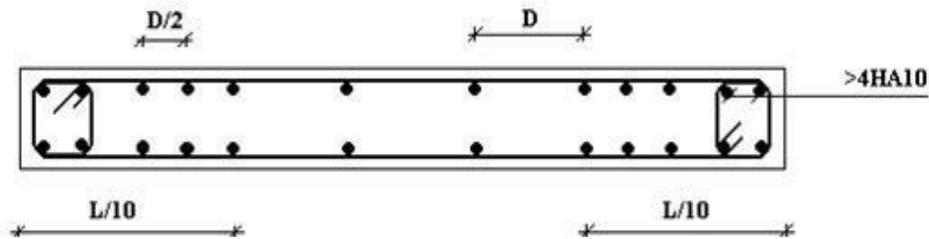


Figure IV-7: Disposition des armatures verticales dans un voile [1].

IV.4.2.3.3.2 Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$. Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

IV.4.2.3.3.3 Règles communes

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné par : Globalement dans la section du voile 0,15%
En zone courante 0,10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux Valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré [1].
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur [1].
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à [1] :
 $40 \varnothing$ pour les barres situées en zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 $20 \varnothing$ pour les barres situées en zones comprimées quel que soit l'action ou combinaisons.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

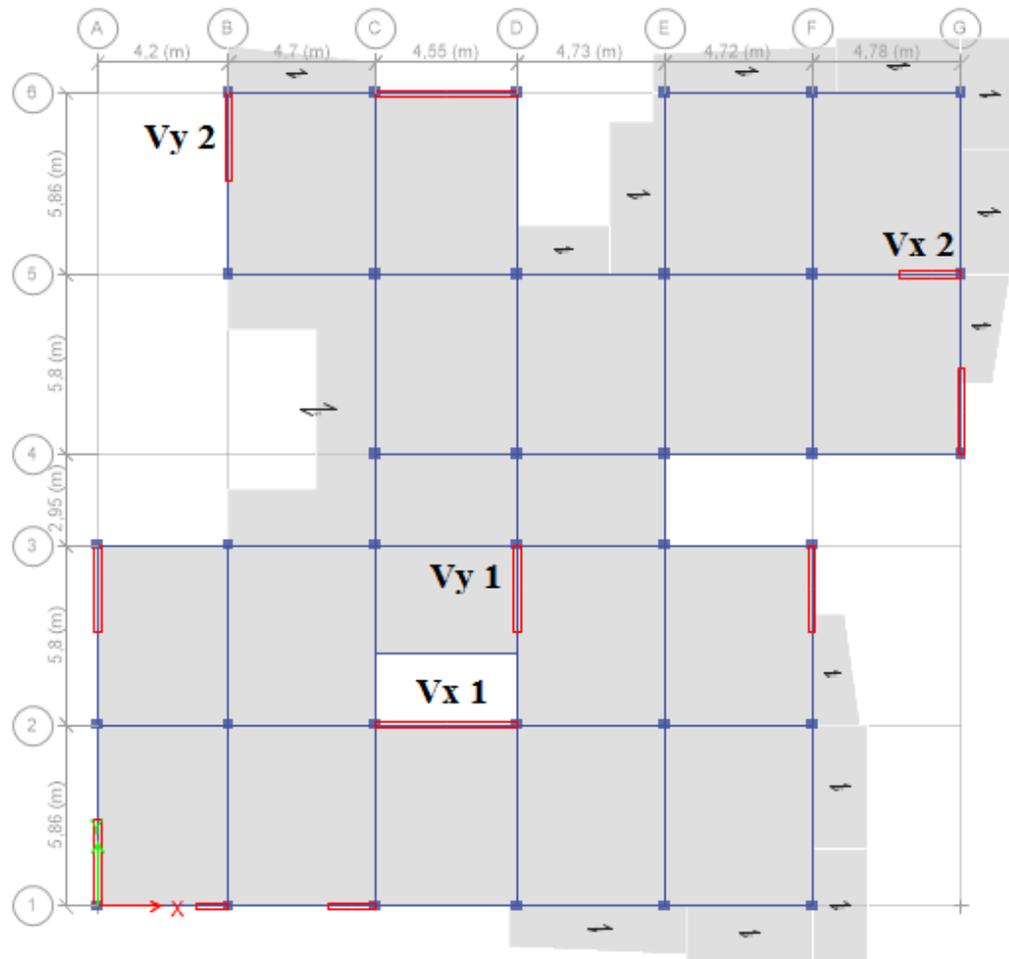


Figure IV-8: Disposition des voiles.

IV.4.2.4 Exemple de calcul (voile VX1) par la méthode des contraintes

$L = 4,55$ m (entre nus) ; $a = 0,20$ m (épaisseur) ; $h_e = 3,23$ m (hauteur d'étage).

Le voile est découpé en mailles horizontales de même longueur $L_i = 0,91$ m et de section

$B_i = L_i \times (a).$

IV.4.2.4.1 Contraintes limites

La hauteur libre est égale à :

$h_e = 3,23 - 0,35 = 2,88$ m (0,35m : hauteur de la poutre secondaires)

Tableau IV-25: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour VX1.

	Béton armé	Béton non armé
Longueur de flambement l_f	$0,8 \times 2,88 = 2,304\text{m}$	$0,85 \times 2,88 = 2,448\text{m}$
Elancement λ	$\lambda = \frac{2,304 \times \sqrt{12}}{0,2} = 39,906$	$\lambda = \frac{2,448 \times \sqrt{12}}{0,2} = 42,4$
Coefficient	0,67	0,46
Section réduite B_r (m²)	$(0,2-0,02) \times (0,91-0,02) = 0,1602$	$(0,2-0,02) \times (0,91-0,02) = 0,1602$
Contraintes limites (MPa)	17,94	12,12

➤ **Remarque :**

$\sigma_{ba} = 2,5$ MPa correspondant à $A_s = 0,1\%B$

$B = (0,20) \times (0,91) = 0,182 \text{ m}^2$

$A_s = 1,82 \text{ cm}^2$

IV.4.2.4.2 Armatures de traction

La contrainte moyenne normale au milieu de chaque maille (à la base de voile) est lue, directement à partir de l'interface graphique ; il s'agit des contraintes **S22** que nous avons noté dans la suite σ_j (j : pour le numéro de la maille).

La lecture des contraintes tangentielles se fera de la même manière (S12 ou τ).

➤ **Remarque :**

Les extrémités des voiles sont soumises à d'importants efforts de traction et de compression pour éviter la haute concentration d'armatures dans ces deux extrémités on va soustraire la section du poteau à celle de la maille coller au dernier.

Tableau IV-26: Calcul des armatures verticales pour VX1.

Maille $L_i = 0,91$	1	2	3	4	5
$B_i = a \times L_i$ (m ²)	0.182	0.182	0.182	0.182	0.182
Contrainte moyenne σ_{mi} (MPa)	24,44	7,26	2,97	12,27	23,62
Force de traction $F_t = \sigma_{mi} \times B_i$ (kN)	4448,08	1321,32	540,54	2233,14	4298,84
Section d'acier (cm ²) $A_s = F_t / \sigma_s$ S.A ($\gamma_s = 1$)	88,96	26,42	10,81	44,66	85,97
$A_{s \text{ min}}$ (cm ²) : 0,1%B _i	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82
$A_{s \text{ min}}$ (cm ²) : 0,2%B _i	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64
A_s (cm ²)	88,96	26,42	10,81	44,66	85,97
A_s^{adp} (poteux) (cm ²)	44.75	/	/	/	44.75
A^{adp} (deux faces) (cm ²)	2×8T20 = 50,24	2×7T16 = 28,13	2×7T12 = 15,83	2×8T20 = 50,24	2×7T20 = 43,96
S_i (cm)	10,71	13,3	13,77	10,71	12,83
$S_i \leq (1,5a ; 30\text{cm})$ $S_i \leq 30\text{cm}$	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

IV.4.2.4.3 Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture)

$$V_u^{cal} = S_{12} \times a \times L_i = 2,52 \times 200 \times 910 = 458,64 \text{ kN}$$

$$\bar{V} = 1,4 \times V^{cal} = 1,4 \times 458640 = 642096 \text{ N}$$

$$A = 1,1 \times \frac{458640}{500} = 14,12 \text{ cm}^2$$

Aciers horizontaux

$$A_{h1} = \frac{1,4 \times \tau_u \times a \times S_t}{0,8 \times f_e} \cdot 1,25 = \frac{1,4 \times 2,52 \times 200 \times 300}{0,8 \times 500} \cdot 1,25 = 6,615 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v = \frac{2}{3} 50,24 = 33,49 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \text{ min}} = 0,15\% B = 0,0015 \times 20 \times 91 = 2,73 \text{ cm}^2$$

$$A_h = \text{Max} (A_{h1}; A_{h2}; A_{h \text{ min}}) = 33,49 \text{ cm}^2$$

On prend 2×9T16 = 36,17 cm²

Avec :

$$St = \frac{91}{9} = 10,11 \text{ cm}$$

On prend $St = 10 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$

Notre choix est vérifié

- Sens X-X

Voile VX 1

$$e = 20 \text{ cm} ; l_m = 0,91 \text{ m} ; l_{\text{voile}} = 4,55 \text{ m} ; A_{s \text{ min}}^{\text{RPA}} = 3,64 \text{ cm}^2.$$

Tableau IV-27: Calcul des armatures verticales du voile VX1.

Niveau	Maille	Bi (m ²)	σ_{moy} (MPa)	Ft (kN)	A _s (cm ²)	A _s /B	A _{s min} RPA (cm ²)	Choix	A _{s adp}
RDC + 1^{er}	1	0,182	24,44	4448,08	44,21	0,0276	3,64	2×8T20	50,24
	2		7,26	1321,32	26,42	0,0145		2×7T16	28,13
	3		2,97	540,54	10,81	0,0059		2×7T12	15,83
	4		12,27	2233,14	44,66	0,0245		2×8T20	50,24
	5		23,62	4298,84	41,22	0,0241		2×7T20	43,96
2^{ème} + 3^{ème}	1		8,5	1547	30,94	0,017		2×8T16	32,15
	2		2,75	500,5	10,01	0,006		2×6T12	13,56
	3		3,23	587,86	11,75	0,006		2×6T12	13,56
	4		4,41	802,62	16,05	0,009		2×6T14	18,46
	5		14,71	2677,22	53,54	0,029		2×9T20	56,52
4^{ème} + 5^{ème}	1		5,05	919,1	18,38	0,010		2×7T14	21,54
	2		3,45	627,9	12,56	0,007		2×8T10	12,56
	3		3,87	704,34	14,09	0,008		2×7T12	15,83
	4		4,31	784,42	15,69	0,009		2×7T12	15,83
	5		5,43	988,26	19,77	0,011		2×7T14	21,54
6^{ème} + 7^{ème} + 8^{ème}	1		0,15	27,3	0,55	0,0003		2×6T12	13,57
	2		3,56	647,92	12,96	0,007		2×6T12	13,57
	3		4,59	835,38	16,71	0,009		2×8T12	18,09
	4		5,47	995,54	19,91	0,011		2×7T14	21,54
	5		5,78	1051,96	21,04	0,012		2×7T14	21,54

Voile VX 2 (Bout de voile) :

$e = 20 \text{ cm}$; $l_m = 0,7 \text{ m}$; $l_{\text{voile}} = 2,80 \text{ m}$; $A_{s \text{ min}}^{\text{RPA}} = 2,80 \text{ cm}^2$.

Tableau IV-28: Calcul des armatures verticales du bout de voile VX2

Niveau	Maille	B_i (m ²)	σ_{moy} (MPa)	F_t (kN)	A_s (cm ²)	A_s/B	$A_{s \text{ min}}^{\text{RPA}}$ (cm ²)	Choix	$A_{s \text{ adp}}$
RDC + 1^{er}	1	0,14	17,1	2394	47,88	0,0342	2,80	2×8T20	50,24
	2		11,5	1610	32,2	0,023		2×6T20	37,68
	3		9,05	1265,6	25,31	0,018		2×7T16	28,13
	4		10,89	1524,6	30,49	0,0217		2×8T16	32,15
2^{ème} + 3^{ème}	1		10,15	1421	28,42	0,016		2×8T16	32,15
	2		7,67	1073,8	21,48	0,012		2×7T14	21,54
	3		5,97	835,8	16,72	0,009		2×6T14	18,46
	4		9,56	1338,4	26,77	0,015		2×7T16	28,13
4^{ème} + 5^{ème}	1		7,55	1057	21,14	0,012		2×7T14	21,54
	2		2,44	341,6	6,83	0,004		2×6T12	13,57
	3		5,54	775,6	15,51	0,009		2×7T12	15,83
	4		9,44	1321,6	26,43	0,015		2×7T16	28,13
6^{ème} + 7^{ème} + 8^{ème}	1		1,47	205,8	4,12	0,002		2×6T12	13,57
	2		2,14	299,6	5,99	0,003		2×6T12	13,57
	3		5	700	14	0,008		2×7T12	15,83
	4		5,89	824,6	16,49	0,009		2×6T14	18,46

- Sens Y-Y :

Voile VY 1 (Bout de voile) :

$$e = 20 \text{ cm} ; l_m = 0,7 \text{ m} ; l_{\text{voile}} = 2,80 \text{ m} ; A_s \min^{RPA} = 2,80 \text{ cm}^2.$$

Tableau IV-29: Calcul des armatures verticales du bout de voile VY1

Niveau	Maille	B_i (m ²)	σ_{moy} (MPa)	F_t (kN)	A_s (cm ²)	A_s/B	$A_s \min$ RPA (cm ²)	Choix	$A_s \text{ adp}$
RDC + 1^{er}	1	0,14	29	4060	36,45	0,026	2,80	2×6T20	37,68
	2		15,66	2192,4	43,84	0,031		2×7T20	43,96
	3		2,22	310,8	6,21	0,004		2×6T12	13,56
	4		9,08	1271,2	25,42	0,018		2×7T16	28,13
2^{ème} + 3^{ème}	1		17,82	2494,8	25,78	0,036		2×7T16	28,13
	2		3,54	495,6	9,91	0,007		2×6T12	13,56
	3		2,09	292,6	5,85	0,004		2×6T12	13,56
	4		5,12	716,8	14,34	0,010		2×7T12	15,83
4^{ème} + 5^{ème}	1		5,34	747,6	14,95	0,011		2×7T12	15,83
	2		3,52	492,8	9,86	0,007		2×6T12	13,56
	3		2,95	413	8,26	0,006		2×6T12	13,56
	4		0,36	50,4	1,01	0,001		2×6T12	13,56
6^{ème} + 7^{ème} + 8^{ème}	1		3,88	543,2	10,86	0,008		2×6T12	13,56
	2		4,04	565,6	11,31	0,008		2×6T12	13,56
	3		3,65	511	10,22	0,007		2×6T12	13,56
	4		3,07	429,8	8,60	0,006		2×6T12	13,56

Voile VY 2 (Bout de voile) :

$e = 20 \text{ cm} ; l_m = 0,7 \text{ m} ; l_{\text{voile}} = 2,80 \text{ m} ; A_{s \text{ min}}^{\text{RPA}} = 2,80 \text{ cm}^2.$

Tableau IV-30: Calcul des armatures verticales du bout de voile VY2

Niveau	Maille	B_i (m ²)	σ_{moy} (MPa)	Ft (kN)	A_s (cm ²)	A_s/B	$A_{s \text{ min}}^{\text{RPA}}$ (cm ²)	Choix	$A_{s \text{ adp}}$
RDC + 1^{er}	1	0,14	22,88	3203,2	19,31	0,013	2,80	2×7T14	21,54
	2		6,66	932,4	18,64	0,013		2×7T14	21,54
	3		1,82	254,8	5,096	0,003		2×6T12	13,56
	4		11,4	1596	31,92	0,022		2×8T16	32,15
2^{ème} + 3^{ème}	1		6,12	856,8	17,14	0,012		2×6T14	18,46
	2		1,95	273	5,46	0,004		2×6T12	13,56
	3		0,37	51,8	1,04	0,001		2×6T12	13,56
	4		7,01	981,4	19,63	0,014		2×7T14	21,54
4^{ème} + 5^{ème}	1		2,34	327,6	6,55	0,005		2×6T12	13,56
	2		0,13	18,2	0,36	0,000		2×6T12	13,56
	3		1	140	2,80	0,002		2×6T12	13,56
	4		0,41	57,4	1,15	0,001		2×6T12	13,56
6^{ème} + 7^{ème} + 8^{ème}	1		0,26	36,4	0,73	0,001		2×6T12	13,56
	2		2,15	301	6,02	0,004		2×6T12	13,56
	3		1,71	239,4	4,79	0,003		2×6T12	13,56
	4		0,13	18,2	0,36	0,000		2×6T12	13,56

IV.4.2.4 Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture)

- Sens X-X

Voile VX1 :

$e = 20 \text{ cm} ; l_m = 0,91 \text{ m} ; l_{\text{voile}} = 4,55 \text{ m} ; A_{s \text{ min}}^{\text{RPA}} = 3,64 \text{ cm}^2.$

Tableau IV-31: Aciers de couture du voile VX1

Niveau	A_v^{cal} (cm ²)	Choix	$A_{s \text{ adp}}$ (cm ²)
RDC+1^{er}	14,12	2×7T12	15,83
2^{ème} +3^{ème}	17,49	2×6T14	18,46
4^{ème} +5^{ème}	13,12	2×7T12	15,83
6^{ème} +7^{ème} +8^{ème}	2,63	2×6T10	9,42

Voile VX2 (bout de voile) :

$e = 20 \text{ cm} ; l_m = 0,7 \text{ m} ; l_{\text{voile}} = 2,80 \text{ m} ; A_{s \text{ min}}^{\text{RPA}} = 2,80 \text{ cm}^2.$

Tableau IV-32:Aciers de couture du voile VX2.

Niveau	$A_v^{\text{cal}} \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix	$A_s^{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
RDC+1 ^{er}	4,96	2×6T10	9,42
2 ^{ème} +3 ^{ème}	5,04	2×6T10	9,42
4 ^{ème} +5 ^{ème}	6,25	2×6T10	9,42
6 ^{ème} +7 ^{ème} +8 ^{ème}	6,94	2×6T10	9,42

- Sens Y-Y

Voile VY1 (bout de voile) :

$e = 20 \text{ cm} ; l_m = 0,7 \text{ m} ; l_{\text{voile}} = 2,80 \text{ m} ; A_{s \text{ min}}^{\text{RPA}} = 2,80 \text{ cm}^2.$

Tableau IV-33:Aciers de couture du voile VY1.

Niveau	$A_v^{\text{cal}} \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix	$A_s^{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
RDC+1 ^{er}	9,44	2×6T12	13,56
2 ^{ème} +3 ^{ème}	11,57	2×6T12	13,56
4 ^{ème} +5 ^{ème}	9,36	2×6T10	9,42
6 ^{ème} +7 ^{ème} +8 ^{ème}	7,29	2×6T10	9,42

Voile VY2 (bout de voile) :

$e = 20 \text{ cm} ; l_m = 0,7 \text{ m} ; l_{\text{voile}} = 2,80 \text{ m} ; A_{s \text{ min}}^{\text{RPA}} = 2,80 \text{ cm}^2.$

Tableau IV-34:Aciers de couture du voile VY2.

Niveau	$A_v^{\text{cal}} \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix	$A_s^{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
RDC+1 ^{er}	3,19	2×6T10	9,42
2 ^{ème} +3 ^{ème}	5,95	2×6T10	9,42
4 ^{ème} +5 ^{ème}	5,79	2×6T10	9,42
6 ^{ème} +7 ^{ème} +8 ^{ème}	6,98	2×6T10	9,42

IV.4.2.4.5 Aciers horizontaux

Tableau IV-35:Aciers horizontaux des voiles dans le sens X-X

Voiles	Bi (m ²)	Niveau	τ_u (MPa)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
VX 1	0,182	RDC+1 ^{er}	3,29	29,77	2×10T14	30,77
		2 ^{ème} +3 ^{ème}	3,12	35,69	2×12T14	36,93
		4 ^{ème} +5 ^{ème}	2,34	13,18	2×7T12	15,83
		6 ^{ème} +7 ^{ème} +8 ^{ème}	0,47	14,03	2×7T12	15,83
VX 2	0,14	RDC+1 ^{er}	1,70	31,92	2×11T14	33,85
		2 ^{ème} +3 ^{ème}	1,17	18,94	2×7T14	21,54
		4 ^{ème} +5 ^{ème}	1,45	17,62	2×6T14	18,46
		6 ^{ème} +7 ^{ème} +8 ^{ème}	1,61	10,99	2×6T12	13,56

Tableau IV-36:Aciers horizontaux des voiles dans le sens Y-Y

Voiles	Bi (m ²)	Niveau	τ_u (MPa)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
VY 1	0,14	RDC+1 ^{er}	2,19	29,23	2×10T14	30,77
		2 ^{ème} +3 ^{ème}	2,68	17,19	2×8T12	18,09
		4 ^{ème} +5 ^{ème}	2,17	9,96	2×6T12	13,56
		6 ^{ème} +7 ^{ème} +8 ^{ème}	1,69	7,29	2×6T10	9,42
VY 2	0,14	RDC+1 ^{er}	0,74	21,28	2×7T14	21,54
		2 ^{ème} +3 ^{ème}	1,38	13,08	2×6T12	13,56
		4 ^{ème} +5 ^{ème}	1,34	4,39	2×6T10	9,42
		6 ^{ème} +7 ^{ème} +8 ^{ème}	1,62	4,25	2×6T10	9,42

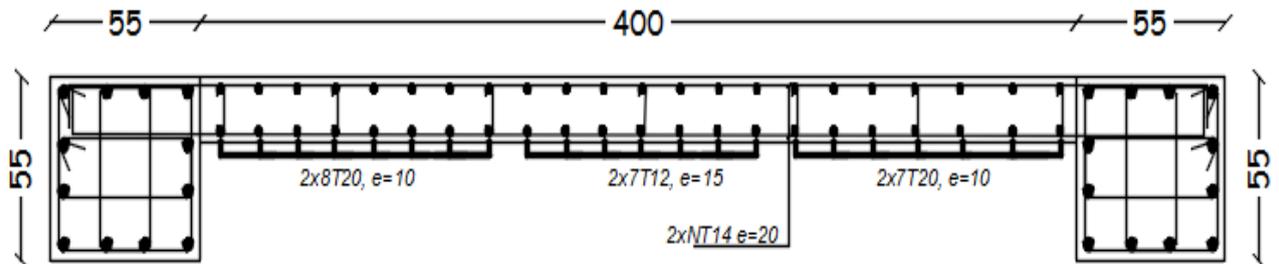


Figure IV-9 : Exemple de ferrailage du voile (V x1).

**V. ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE**

V.1 Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de la base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges de la superstructure.

Dans notre projet on va calculer les fondations par deux méthodes différentes, la première est celle de la méthode classique et la deuxième par méthode numérique réalisée par logiciel **SAFE v 16.0.2**

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- Facilité d'exécution et l'aspect économique.

V.2 Caractéristiques du sol [Annexe C]

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier. D'après le rapport géotechnique on a :

$$\bar{\sigma}_s = 3,00 \text{ bars}$$

V.3 Choix du type de fondation

Le choix des fondations se fait dans l'ordre suivant :

- Semelles isolées
- Semelles filantes
- Radier général.

V.3.1 Semelles isolées

On doit vérifier la condition suivante dans le cas du poteau le plus sollicité des deux structures afin d'assurer la validité de la semelle isolée : $\sigma_{ser} = \frac{N_s}{S_{semelle}} \leq \sigma_s$

L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égale à :

$$N_{ser} = 3347,54 \text{ kN}$$

$$S_{Semelle} \geq \frac{3347,54}{300} \rightarrow S = 11,16 \text{ m}^2.$$

$$A = B = \sqrt{S} = 3,34 \text{ m}$$

$$A = 3,50 \text{ m}$$

$$\text{Il faut aussi vérifier que : } L_{\min} \geq 1,5 \times B \quad [5]$$

Tel que Tel que : L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

Dans notre cas, $L_{\min} = 2,95 \text{ m} < 1,5 \times 3,5 = 5,25 \text{ m}$ non vérifié

Remarque

On remarque qu'il y a un chevauchement des semelles pour notre cas d'étude donc on passe alors au choix des semelles filantes.

V.3.2 Semelles filantes

On doit vérifier que : $\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S}$

Tel que :

$$N_s = \sum N_{Si}$$

N_{Si} : efforts de chaque poteau a L'ELS

$$S = B \times L$$

Avec :

S : surface de chaque semelle

B : Largeur de la semelle filante continue.

L : Longueur du fil considérée.

Les résultats obtenus pour les deux structures sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V-1 : Sections des semelles filantes continue.

Files	Nser (kN)	L(m)	B(m)	B Choi (m)	S (m ²)
6	3625,519	27,68	0,436	1,2	34,656
5	13385,724	27,68	1,611	1,8	53,064
4	9174,99	27,68	1,104	1,2	34,656
3	10794,9	22,9	1,571	1,6	39,2
2	12752,91	22,9	1,856	2	49,8
1	3878,93	22,9	0,564	1,2	28,92
				$\sum S(m^2)$	240,296

Vérification

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{240,296}{727,1536} = 33,046 < 50\% \quad \text{c'est vérifier}$$

Remarques

Concernant la nôtre structure, la surface totale de la semelle ne dépasse pas 50% de la surface d'emprise de la structure donc on a opté pour des semelles filantes croisées comme type de fondation.

V.4 Calcul des fondations (méthode classique).

La conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

Compte tenu les charges appliquées sur nos fondations et le poids de notre structure, nous avons constaté que le type de fondation superficielles approprié au notre cas d'étude.

V.4.1 Calcul des semelles filantes

La semelle filante est une fondation superficielle utilisée principalement pour supporter un mur, un voile porteur ou des poteaux. Elle limite les tassements différentiels et réduit le risque d'instabilité de l'ouvrage.

Pour cet ouvrage, on va opter pour des semelles filantes croisées. Pour ce type des semelles il faut tout d'abord déterminer les coefficients de répartition des charges (en %) afin de calculer les charges revenantes à chaque semelle filante de la structure.

V.4.1.1 Détermination des coefficients de répartition [Annexe E]

Tableau V-2 : Répartition des efforts à l'ELS pour les poteaux centraux.

Poteaux	Coeff % (x-x)	Coeff % (y-y)	G (kN)	Q (kN)	Nser (kN) (1,10G)10%	N x (kN)	N y (kN)
5B	43,28%	56,72%	1416,93	214,76	1773,38	767,52	1005,86
5C	44,28%	55,72%	2648,61	420,72	3334,19	1476,38	1857,81
5D	44,32%	55,68%	2573,61	446,52	3277,49	1452,58	1824,91
5E	44,77%	55,23%	2446,05	375,29	3065,95	1372,62	1693,32
5F	44,90%	55,10%	1799,58	245,8	2225,34	999,18	1226,16
4B	43,28%	56,72%	438,71	81,92	564,50	244,32	320,18
4C	44,28%	55,72%	2173,82	319,43	2710,63	1200,27	1510,36
4D	44,32%	55,68%	2144,42	333,6	2692,46	1193,30	1499,16
4E	44,77%	55,23%	1864,87	292,85	2344,21	1049,50	1294,71
4F	44,90%	55,10%	616,23	84,27	762,12	342,19	419,93
3B	43,28%	56,72%	1647,13	245,97	2057,81	890,62	1167,19
3C	44,28%	55,72%	2168,24	298,83	2683,89	1188,43	1495,47
3D	44,32%	55,68%	2960	387,55	3643,55	1614,82	2028,73
3E	44,77%	55,23%	1817,51	280,55	2279,81	1020,67	1259,14
2B	43,28%	56,72%	2230,91	355,54	2809,54	1215,97	1593,57
2C	44,28%	55,72%	2747,54	366,81	3389,10	1500,70	1888,41
2D	44,32%	55,68%	2765,17	383,45	3425,14	1518,02	1907,12
2E	44,77%	55,23%	2498,17	412,39	3160,38	1414,90	1745,48

Tableau V-3 : Répartition des efforts à l'ELS pour les poteaux de rive.

Poteaux	Coeff % (x-x)	Coeff % (y-y)	G (kN)	Q (kN)	Nser (kN)	N x (kN)	N y (kN)
6B	60,30%	39,70%	539,7487	68,197	661,92	399,14	262,78
6C	61,22%	38,78%	606,1161	73,9452	740,67	453,44	287,23
6D	61,29%	38,71%	489,3308	60,1672	598,43	366,78	231,65
6E	61,72%	38,28%	447,1071	58,1737	549,99	339,45	210,54
6F	61,85%	38,15%	470,2202	61,4882	578,73	357,94	220,79
5A	26,48%	73,52%	133,28	15,8	162,41	43,01	119,40
5G	29,08%	70,92%	580,42	68,33	706,79	205,54	501,26
4A	32,43%	67,57%	197,25	17,89	234,87	76,17	158,70
3A	32,43%	67,57%	313,84	28,77	373,99	121,29	252,71
3F	35,04%	64,96%	573,2	73,33	703,85	246,63	457,22
2A	26,48%	73,52%	408,42	39,66	488,92	129,47	359,46
2F	35,82%	64,18%	473,43	71,39	592,16	212,11	380,05
1B	60,30%	39,70%	524,95	60,4	637,85	384,62	253,22
1C	61,22%	38,78%	569,32	87,75	714,00	437,11	276,89
1D	61,29%	38,71%	627,25	102,87	792,85	485,93	306,91
1E	61,72%	38,28%	538,42	69,71	661,97	408,57	253,40

Tableau V-4 : Répartition des efforts à l'ELS pour les poteaux d'angle.

Poteaux	Coeff % (x-x)	Coeff % (y-y)	G (kN)	Q (kN)	Nser (kN)	N x (kN)	N y (kN)
6A	41,75%	58,25%	166,63	16,43	199,72	83,38	116,34
6G	44,92%	55,08%	497,81	70,16	617,75	277,49	340,26
4G	45,18%	54,82%	549,09	60,64	664,64	300,28	364,36
1A	41,75%	58,25%	518,81	50,18	620,87	259,21	361,66
1F	44,61%	55,39%	626,92	102,35	791,96	353,29	438,67

Remarque

Le poids propre de la semelle et des nervures est pris en compte en majorant de 10% la charge permanente G prévenante des poteaux

V.4.1.2 Dimensionnement des semelles filantes [Annexe E]

Tableau V-5 : Dimensions des semelles filantes.

DIMENSIONS (x-x)								
Semelle	N_{ser} (kN)	σ_{sol} (KPa)	B_{cal} (m)	BSF (m)	L (m)	L_{sf} (m)	h_{calc} (m)	h_{SF} (m)
6	2277,63	300	0,27	1,20	27,68	28,88	0,20	0,20
5	6316,83	300	0,74	1,20	27,68	28,88	0,20	0,20
4	4406,03	300	0,52	1,20	27,68	28,88	0,20	0,20
3	5082,46	300	0,72	1,20	22,90	24,10	0,20	0,20
2	5779,05	300	0,81	1,20	22,90	24,10	0,20	0,20
1	2328,74	300	0,33	1,20	22,90	24,10	0,20	0,20
DIMENSIONS (y-y)								
semelle	N_{ser} (kN)	σ_{sol} (KPa)	B_{cal} (m)	BSF (m)	L (m)	L_{sf} (m)	h_{calc} (m)	h_{SF} (m)
A	1368,26	300,00	0,17	1,20	26,27	27,47	0,20	0,20
B	4602,82	300,00	0,57	1,20	26,27	27,47	0,20	0,20
C	7316,17	300,00	0,90	1,20	26,27	27,47	0,20	0,20
D	7798,48	300,00	1,13	1,20	26,27	27,47	0,20	0,20
E	6456,58	300,00	0,80	1,20	26,27	27,47	0,20	0,20
F	1916,65	300,00	0,24	1,20	26,27	27,47	0,20	0,20
G	1205,87	300,00	0,34	1,20	11,66	12,86	0,20	0,20

V.4.1.3 Dimensionnement des nervures

Largeur des nervures

Condition de coffrage : $b \geq \frac{L_{max}}{10} = 586/10 = 58,6 \text{ cm}$

On opte pour : $b_N = 60 \text{ cm}$

Hauteur des nervures

3. Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par le critère de résistance : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

On a : $L_{max} = 5,86 \text{ m} \Rightarrow 39,07 \text{ cm} \leq h \leq 58,6 \text{ cm} \Rightarrow h_1 = 55 \text{ cm}$

4. Condition de la raideur du sol

Pour étudier la raideur d'une nervure, on utilise la théorie de la poutre sur sol élastique définie par l'expression suivante : $L_{max} \leq (\pi/2) L_e + a$

Avec :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{BK}}$$

I : inertie de la semelle

E : module d'élasticité du béton (20000 Mpa)

K : coefficient de raideur du sol

b : largeur de semelle en contact avec le sol

Voici nos paramètres :

$E = 20000 \text{ MPa}$; $bSF = 1.2 \text{ m}$; $a = 60 \text{ cm}$; $K = 40 \text{ MPa/m}$ [Annexe C]

AN : $h_2 = 135 \text{ cm}$

$h = \text{Max}(h_1 ; h_2)$ On opte pour : **$hN = 135 \text{ cm}$**

V.4.1.4 Vérification de la portance du sol

Tableau V-6 : Vérification de la portance du sol.

Sens x-x							
Semelle	G (kN)	Q (kN)	G de nervure	N ser (kN)	σ (kPa)	σ sol (kPa)	Vérification
6	1856,41	235,58	671,46	2763,45	79,74	300	Vérifiée
5	5033,86	779,58	671,46	6484,90	187,12	300	Vérifiée
4	3526,48	526,90	671,46	4724,84	136,34	300	Vérifiée
3	4101,17	571,17	560,33	5232,67	180,94	300	Vérifiée
2	4803,83	706,95	560,33	6071,11	209,93	300	Vérifiée
1	1878,11	262,82	560,33	2701,26	93,40	300	Vérifiée
Sens y-y							
Semelle	G (kN)	Q (kN)	G de nervure	N ser (kN)	σ (kPa)	σ sol (kPa)	Vérification
A	1709,53	111,10	638,68	2459,31	74,61	300	Vérifiée
B	3080,12	467,42	638,68	4186,22	126,99	300	Vérifiée
C	4919,55	714,49	638,68	6272,72	190,29	300	Vérifiée
D	6247,00	926,78	638,68	7812,46	237,00	300	Vérifiée
E	5141,73	800,68	638,68	6581,09	199,64	300	Vérifiée
F	2533,95	355,47	638,68	3528,10	107,03	300	Vérifiée
G	986,84	120,35	299,00	1406,18	91,12	300	Vérifiée

V.4.1.5 Vérification de la stabilité au renversement [1]

Il faut vérifier la condition suivante : $e0 = \frac{M_r}{N_r} \leq \frac{B}{4}$

Tableau V-7 : Vérification de la stabilité au renversement.

Sens x-x								
Semelle	B(m)	Nr	M0 (kN.m)	V0 (kN)	MR (kN.m)	e0 (m)	B/4 (m)	Vérification
6	28,88	2763,45	323,03	657,21	5409,84	1,96	7,22	Vérifiée
5	28,88	6484,90	173,34	781,51	6222,23	0,96	7,22	Vérifiée
4	28,88	4724,84	110,64	542,00	4305,72	0,91	7,22	Vérifiée
3	24,10	5232,67	268,71	510,44	4219,52	0,81	6,03	Vérifiée
2	24,10	6071,11	176,23	930,71	7379,93	1,22	6,03	Vérifiée
1	24,10	2701,26	207,15	891,77	7109,45	2,63	6,03	Vérifiée
Sens y-y								
Semelle	B(m)	Nr	M0 (kN.m)	V0 (kN)	MR (kN.m)	e0 (m)	B/4 (m)	Vérification
A	27,47	2459,31	205,74	289,66	2447,71	1,00	6,87	Vérifiée
B	27,47	4186,22	199,18	642,07	5168,80	1,23	6,87	Vérifiée
C	27,47	6272,72	155,16	443,04	3584,29	0,57	6,87	Vérifiée
D	27,47	7812,46	190,04	571,97	4617,09	0,59	6,87	Vérifiée
E	27,47	6581,09	190,84	804,90	6420,77	0,98	6,87	Vérifiée
F	27,47	3528,10	202,55	770,61	6167,07	1,75	6,87	Vérifiée
G	12,86	1406,18	121,37	264,00	2164,73	1,54	3,22	Vérifiée

Conclusion

La condition est vérifiée dans les deux sens, donc le bâtiment est stable vis-à-vis au renversement.

V.4.1.6 Ferrailage des semelles filantes croisées [Annexe E]

Tableau V-8 : Ferrailage des semelles filantes.

Sens x-x								
Semelle	B (m)	N _{ELU} (kN)	P _{ELU} (kN/ml)	S _t (cm)	A _s (cm ²)	Choix (cm ²)	A _r (cm ²)	Choix (cm ²)
6	28,88	2859,53	99,01	20	1,14	6T10 = 4,74	0,21	4T8 = 2,01
5	28,88	7965,08	275,80	20	3,17	6T10 = 4,74	0,59	4T8 = 2,01
4	28,88	5551,10	192,21	20	2,21	6T10 = 4,74	0,41	4T8 = 2,01
3	24,10	6393,33	265,28	20	3,05	6T10 = 4,74	0,57	4T8 = 2,01
2	24,10	7545,60	313,10	20	3,60	6T10 = 4,74	0,68	4T8 = 2,01
1	24,10	2929,68	121,56	20	1,40	6T10 = 4,74	0,26	4T8 = 2,01
Sens y-y								
Semelle	B (m)	N _{ELU} (kN)	P _{ELU} (kN/ml)	S _t (cm)	A _s (cm ²)	Choix (cm ²)	A _r (cm ²)	Choix (cm ²)
A	27,47	2474,52	90,08	20	1,04	6T10 = 4,74	0,19	4T8 = 2,01
B	27,47	4859,30	176,89	20	2,03	6T10 = 4,74	0,38	4T8 = 2,01
C	27,47	7713,13	280,78	20	3,23	6T10 = 4,74	0,61	4T8 = 2,01
D	27,47	9823,62	357,61	20	4,11	6T10 = 4,74	0,77	4T8 = 2,01
E	27,47	8142,35	296,41	20	3,41	6T10 = 4,74	0,64	4T8 = 2,01
F	27,47	3954,04	143,94	20	1,66	6T10 = 4,74	0,31	4T8 = 2,01
G	12,86	1512,75	117,63	20,00	1,35	6T10 = 4,74	0,34	4T8 = 2,01

V.4.1.7 Ferrailage des nervures [Annexe E]

Pour le calcul des efforts on utilise la méthode forfaitaire [2], les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V-9 : Ferrailage des nervures.

Sens x-x								
Semelle		qu (kN/m)	M0 (kN.m)	Mu (kN.m)	As (cm ²)	Choix	As ^{adop} (cm ²)	As _{min} (cm ²)
6	Travée	99,01	342,42	291,07	5,56	4T14	6,16	6,038
	Appui			171,22	3,25	4T14	6,16	6,038
5	Travée	275,80	953,84	810,76	15,78	8T16	16,08	6,038
	Appui			476,92	11,44	8T14	12,32	6,038
4	Travée	192,21	664,76	565,04	10,72	6T16	12,06	6,038
	Appui			332,38	6,36	6T12	6,78	6,038

Tableau V-10 : Suite de ferrailage des nervures.

Sens x-x								
Semelle		qu (kN/m)	$M0$ (kN.m)	Mu (kN.m)	As (cm ²)	Choix	As^{adop} (cm ²)	As_{min} (cm ²)
3	Travée	265,28	917,47	779,85	15,16	8T16	16,08	6,038
	Appui			458,74	8,82	8T12	9,04	6,038
2	Travée	313,10	1082,82	920,40	18	6T16+4T14	18,22	6,038
	Appui			541,41	10,45	8T14	12,32	6,038
1	Travée	121,56	420,42	357,36	6,84	5T14	7,7	6,038
	Appui			210,21	4	5T14	7,7	6,038
Sens y-y								
A	Travée	90,08	311,54	264,81	5,05	4T14	6,16	6,038
	Appui			155,77	2,96	4T14	6,16	6,038
B	Travée	176,89	611,78	520,01	10,02	8T14	12,32	6,038
	Appui			305,89	5,83	4T14	6,16	6,038
C	Travée	280,78	971,08	825,41	16,07	8T16	16,08	6,038
	Appui			485,54	9,33	4T14+4T12	10,78	6,038
D	Travée	357,61	1236,79	1051,27	20,59	8T16+4T12	20,6	6,038
	Appui			618,39	11,92	8T14	12,32	6,038
E	Travée	296,41	1025,12	871,35	17	6T16+4T14	18,22	6,038
	Appui			512,56	9,86	8T14	12,32	6,038
F	Travée	143,94	497,81	423,14	8,12	6T14	9,24	6,038
	Appui			248,91	4,73	6T12	6,78	6,038
G	Travée	117,63	406,83	345,80	6,7	5T14	7,7	6,038
	Appui			203,41	3,86	5T14	7,7	6,038

V.4.1.7.1 Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V-11 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens x-x										
Semelle		q_{ser} (kN/m)	M_{ser} (kN.m)	As (cm ²)	$A's$ (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
6	Travée	85,16	250,33	6,16	2,31	5,08	18	70,7	250	Vérifiée
	Appui		147,25	6,16	2,31	4,14	18	59,5	250	Vérifiée
5	Travée	144,95	426,11	16,08	6,03	9,92	18	141,3	250	Vérifiée
	Appui		250,66	12,32	4,62	9,25	18	133,4	250	Vérifiée

Tableau V-12 : Suite de vérification des contraintes à l'ELS.

Sens x-x										
Semelle		q_{ser} (kN/m)	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	$A's$ (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
4	Travée	217,20	638,50	12,06	4,52	9,31	18	128	250	Vérifiée
	Appui		375,59	6,78	2,54	8,14	18	114,3	250	Vérifiée
3	Travée	324,17	952,95	16,08	6,03	11,7	18	158,3	250	Vérifiée
	Appui		560,56	9,04	3,39	9,81	18	135,8	250	Vérifiée
2	Travée	273,07	802,75	18,22	6,83	11,5	18	158,8	250	Vérifiée
	Appui		472,21	12,32	4,62	10,2	18	143,3	250	Vérifiée
1	Travée	146,39	430,35	7,7	2,89	5,91	18	87	250	Vérifiée
	Appui		253,15	7,7	2,89	4,91	18	68,5	250	Vérifiée
Sens y-y										
Semelle		q_{ser} (kN/m)	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	$A's$ (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
A	Travée	89,53	263,18	6,16	2,31	4,66	18	64,6	250	Vérifiée
	Appui		154,81	6,16	2,31	3,98	18	56,6	250	Vérifiée
B	Travée	152,39	447,99	12,32	4,62	7,72	18	107,2	250	Vérifiée
	Appui		263,52	6,16	2,31	6,71	18	95,3	250	Vérifiée
C	Travée	228,35	671,27	16,08	6,03	11	18	153,5	250	Vérifiée
	Appui		394,87	10,78	4,04	10	18	141,6	250	Vérifiée
D	Travée	284,40	836,04	20,6	7,72	13,4	18	186,3	250	Vérifiée
	Appui		491,79	12,32	4,62	12,3	18	174,4	250	Vérifiée
E	Travée	239,57	704,27	18,22	6,83	11,6	18	161,1	250	Vérifiée
	Appui		414,28	12,32	4,62	10,5	18	148,8	250	Vérifiée
F	Travée	128,43	377,56	9,24	3,46	6,54	18	90,9	250	Vérifiée
	Appui		222,09	6,78	2,54	5,74	18	81,14	250	Vérifiée
G	Travée	109,35	321,44	7,7	2,88	3,78	18	50,1	250	Vérifiée
	Appui		189,08	7,7	2,88	2,92	18	39,9	250	Vérifiée

V.4.1.7.2 Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{Tu}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1fc28 ; 4 \text{ MPa}\} = 3 \text{ MPa}$

V.4.1.7.3 Armatures transversales

Le calcul se fait selon [1] et [2], les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-13 : Calcul des armatures transversales.

Sens	T _u (kN)	τ _u (Mpa)	S _t (cm) [2]	φ _l (mm)	S _t (cm) [1]		S _t ^{adp} (cm)		A _{t min} (Cm ²)	Choix
					ZC	ZN	ZC	ZN		
x-x	823,44	1,13	40	16	67,5	19,2	20	15	3,75	4T12
y-y	940,52	1,30	40	16	67,5	19,2	20	15	4,28	4T12

V.4.1.7.4 Armatures de peau

Pour les bâtiments cas générale on a 3 cm²/m pour les armatures de peau.

$A_p = (3 \text{ cm}^2/\text{m}) \times 1.35 = 4,05 \text{ cm}^2$ (Fissuration préjudiciable)

Par parois on prend : 4T12 = 4,52 cm²

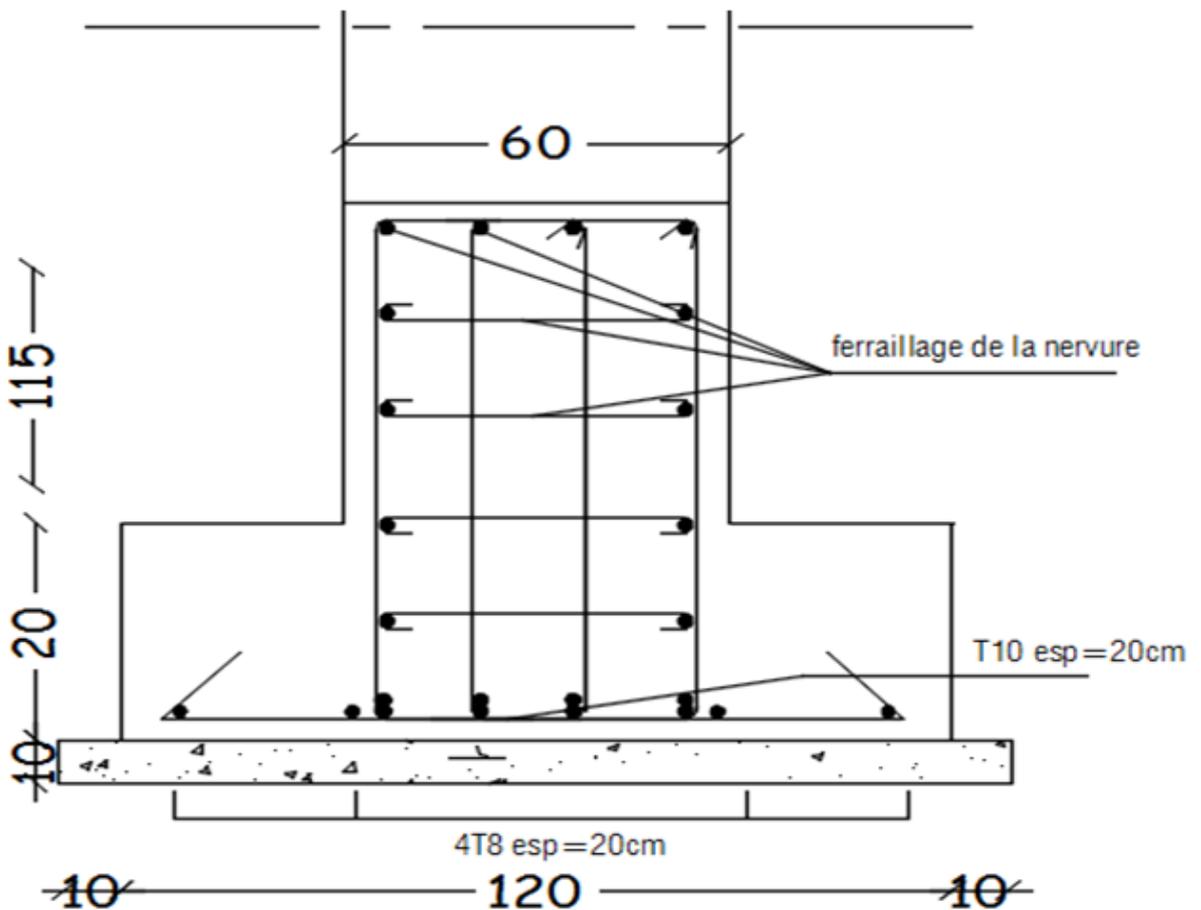


Figure V-1 : Schéma de ferrailage des semelles

Tableau V-14 : Schémas de ferrailage des semelles filantes (x-x).

Ferrailage des nervures dans le fil 1	
En travée	Sur appuis
Ferrailage des nervures dans le fil 2	
En travée	Sur appuis

Ferrailage des nervures dans le fil 3	
En travée	Sur appuis
Ferrailage des nervures dans le fil 4	
En travée	Sur appuis

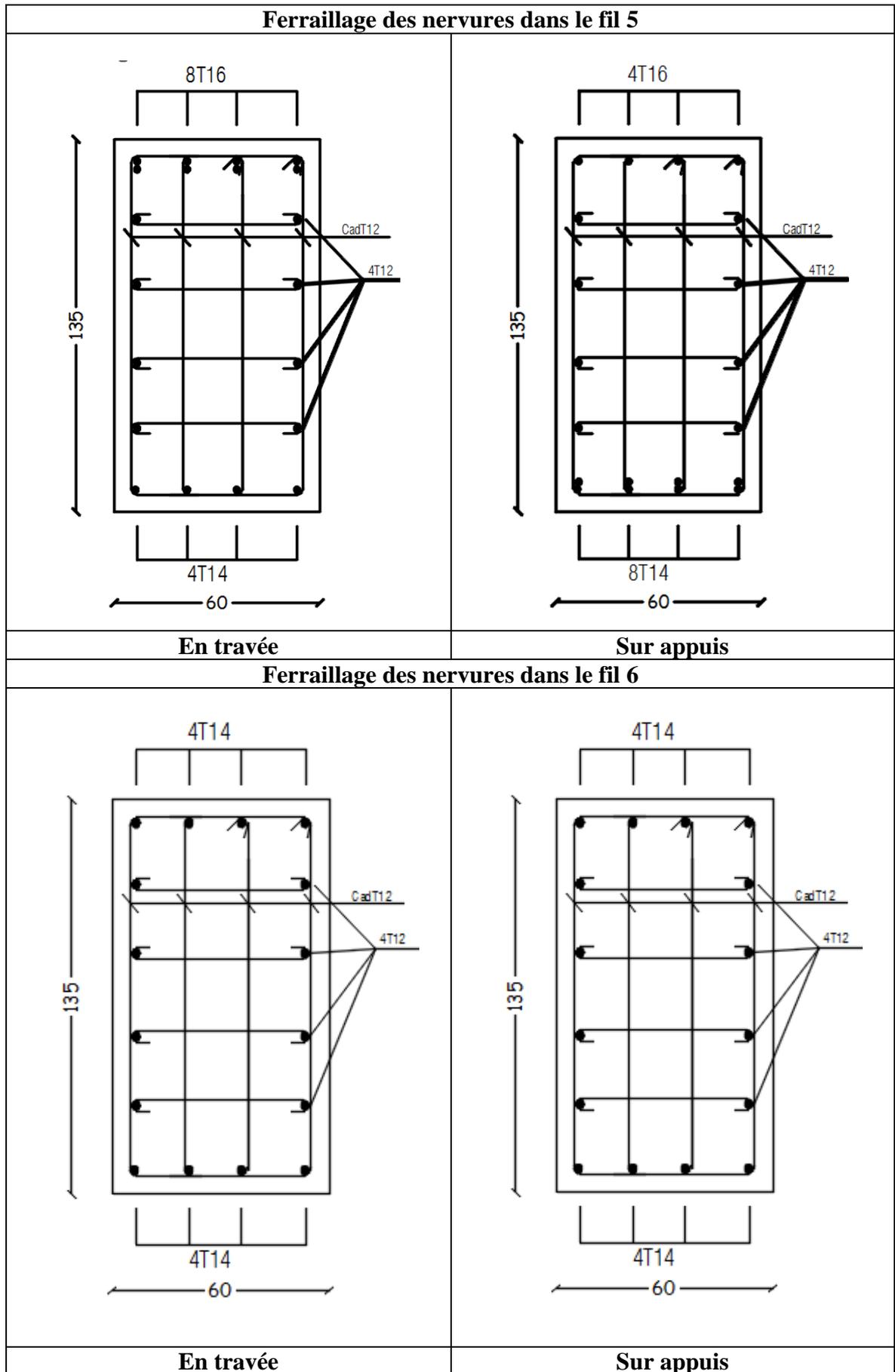
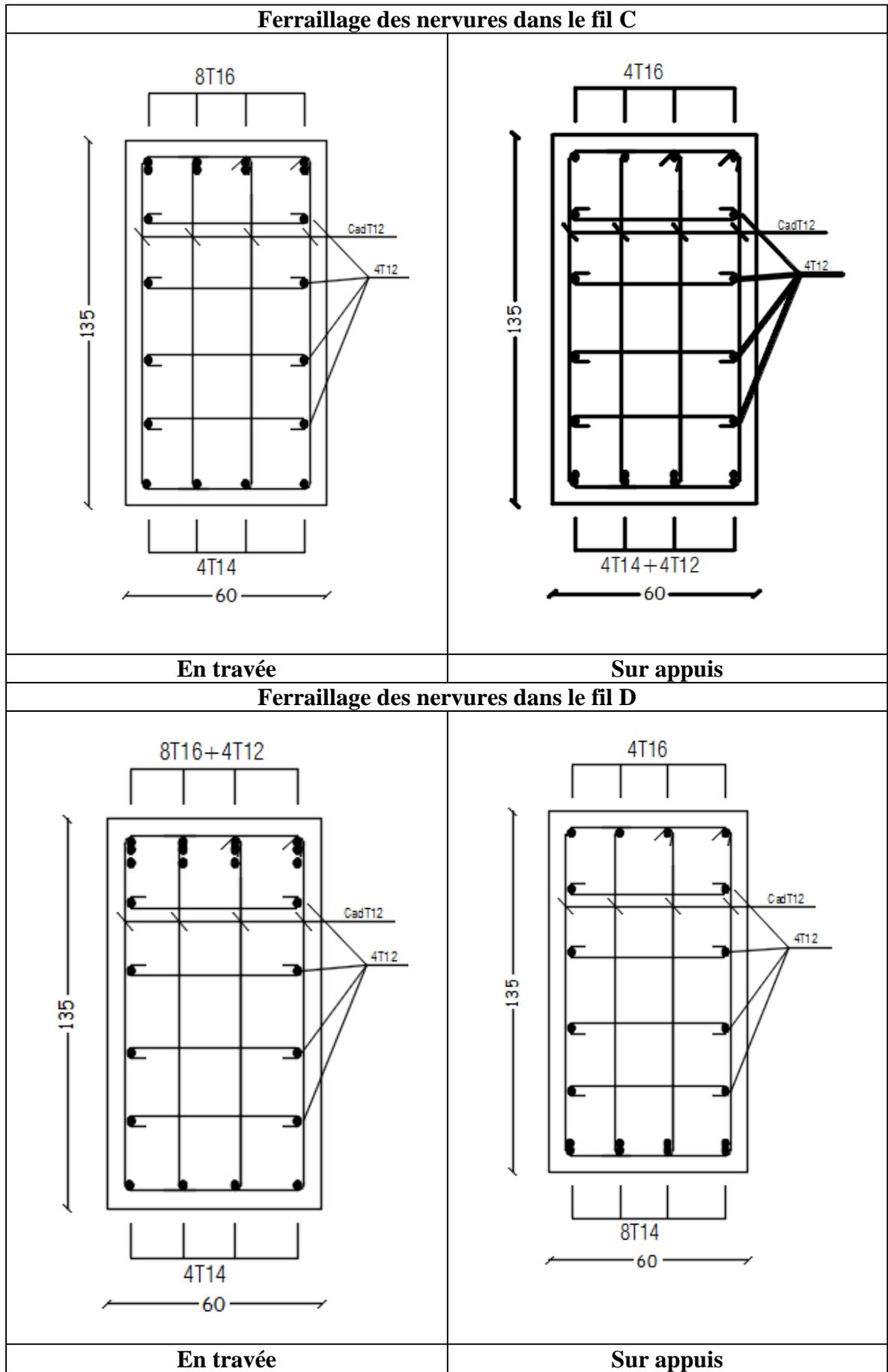
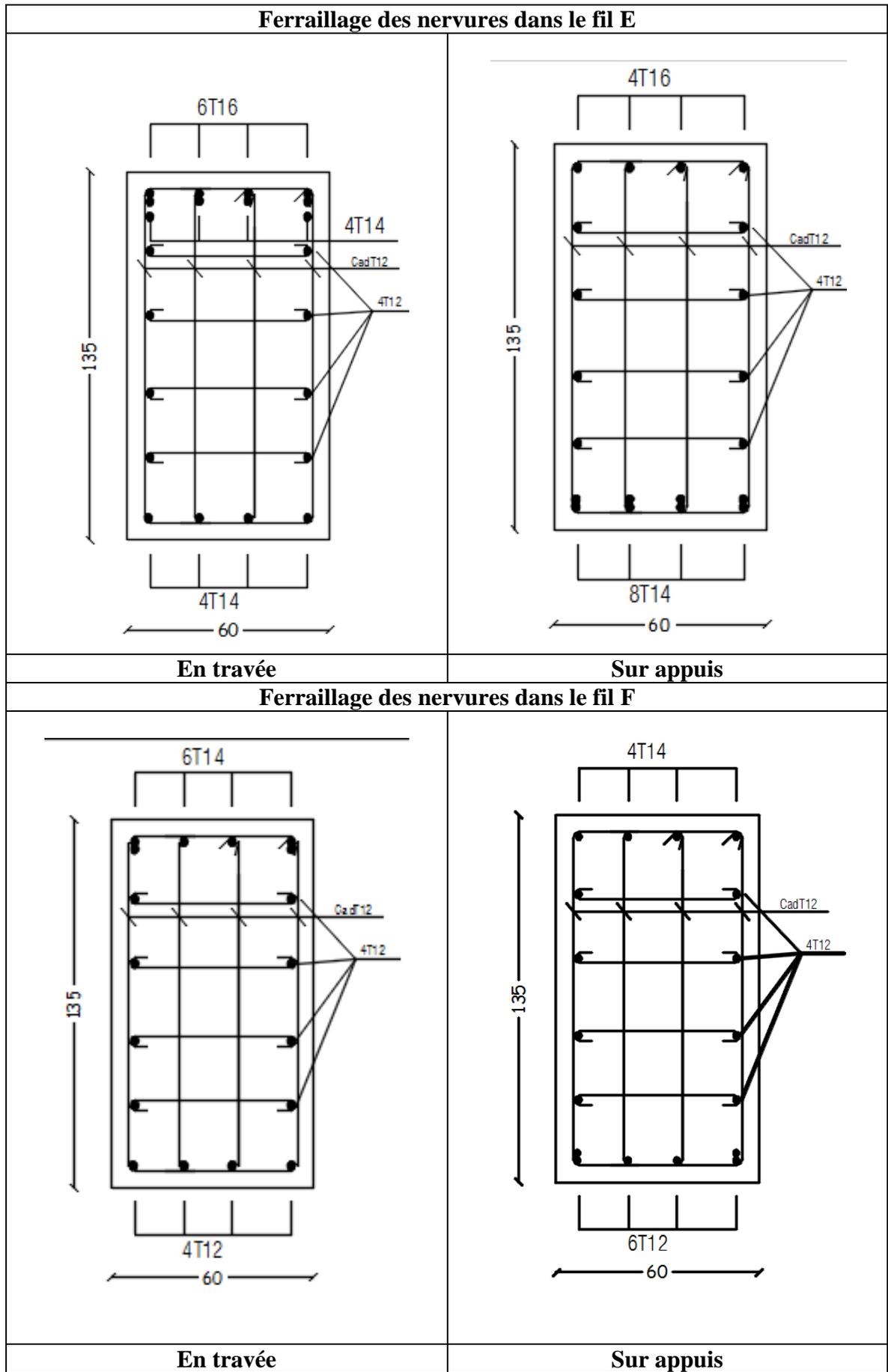
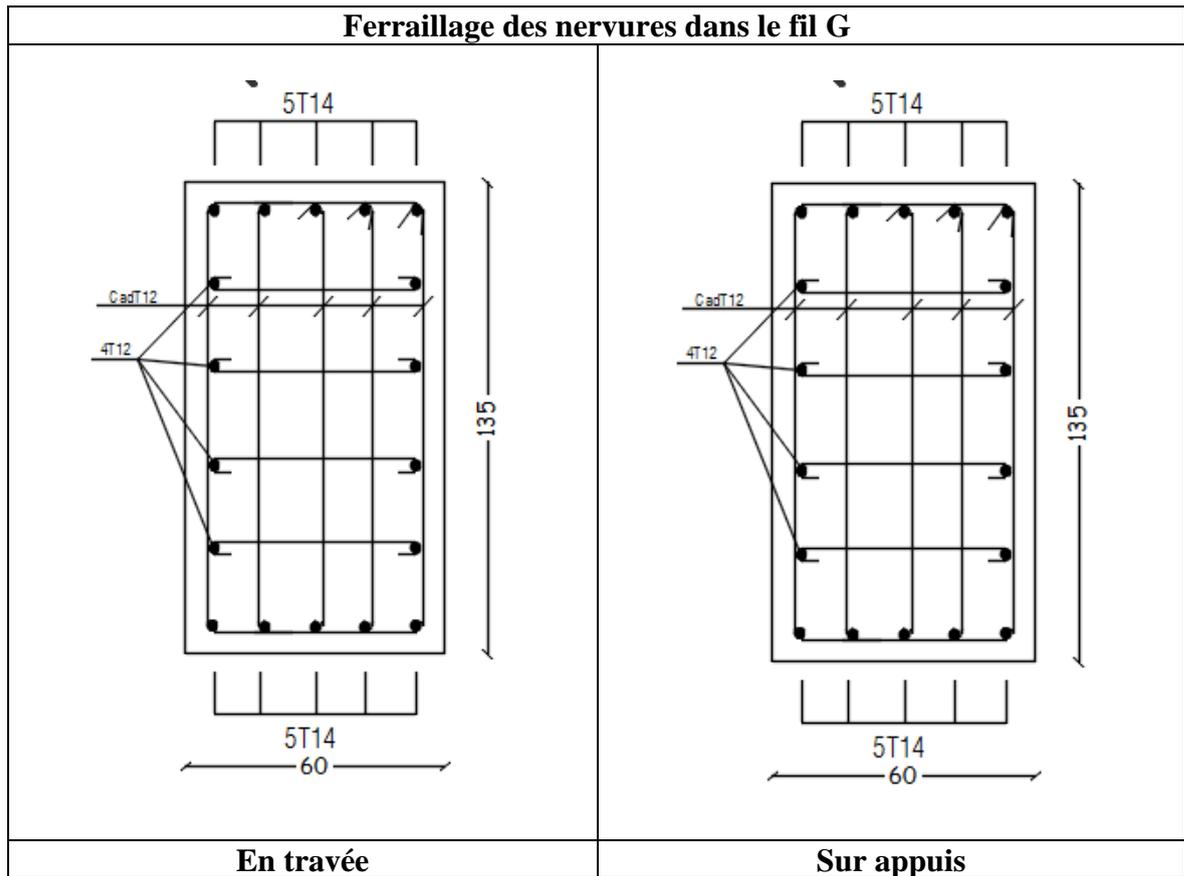


Tableau V-15 : Schémas de ferrailage des semelles filantes (y-y).

Ferrailage des nervures dans le fil A	
En travée	Sur appuis
Ferrailage des nervures dans le fil B	
En travée	Sur appuis







V.5 Etude du voile périphérique

V.5.1 Introduction

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumis à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs. Selon le [1], le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur minimale des voiles est : $e \geq 15 \text{ cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

V.5.2 Évaluation des Charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 3,87 - 0,40 = 3,47 \text{ m} ; L_y = 5,86 - 0,60 = 5,26 \text{ m} ; e = 20 \text{ cm}$$

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$P_i = k_0 \cdot \gamma d \cdot \frac{Lx^2}{2}$$

Avec :

P_i : Contrainte à la base sur une bande de 1m.

K_p : Coefficient de poussée $K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$

γ_h : Poids spécifique des terres ($\gamma_h=17,60\text{kN/m}^3$) [Annexe C].

H : Hauteur du voile (H=3,47 m).

ϕ : Angle de frottement interne du remblai $\phi = 20^\circ$ [Annexe C].

$K_p = 0,49$

Donc : $P_i = 51,92 \text{ kN/ml} \rightarrow P_u = 70,09 \text{ kN/ml}$

V.5.3 Effort dans la Dalle [Annexe D]

$\frac{L_x}{L_y} = 0,64 > 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$M_x = 0,0765$; $\mu_y = 0,3472$

$M_x = u_x \cdot P_u \cdot L_x^2 = 64,56 \text{ kN m}$

$M_y = u_y \cdot M_x = 22,41 \text{ kN m}$

- Moment en travée :

$M_{tx} = 0,75 M_x = 48,42 \text{ kN m}$

$M_{ty} = 0,75 M_y = 16,80 \text{ kN m}$

- Moment sur appuis :

$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 32,28 \text{ kNm}$

V.5.4 Calcul du Ferrailage

$b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-16 : Ferrailage du Voile Périphérique.

	Sens	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)	A_s^{min} (cm ²)
Travée	x-x	48,42	6,48	6T12	6,78	15	1,42
	y-y	32,28	4,18	4T10	3,16	20	1,2
Appuis	x-x	26,78	4,25	6T10	4,78	15	1,42
	y-y	26,78	4,25	6T10	4,78	15	1,2

a. Condition de Non Fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23. B.d.(f_{tj}/f_e) = 1,98\text{cm}^2 < (6,78; 4,78; 3,16) \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifier}$$

b. Condition exigée par le RPA99/version 2003

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_s^{\min} = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 < (6,78 ; 4,78 ; 3,16) \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifier}$$

V.5.5 Vérifications nécessaires**a. Vérification de l'Effort Tranchant**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \tau_u' = 0,05 f_c 28 = 1,5 \text{ MPA}$$

$$T_x = \frac{p_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_x + L_y} = 104,86 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{p_u \cdot L_x}{3} = 81,07 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = \max (T_x ; T_y) = 104,86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,58 < 1,5 \Rightarrow \text{vérifier}$$

b. Vérification à l'ELS :**- Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$Q_{ser} = 51,92 \text{ kN/ml}$$

$$\mu_x = 0,0819$$

$$\mu_y = 0,5117$$

$$M_x = u_x \cdot Q_s \cdot L_x^2 = 51,20 \text{ Kn.m}$$

$$M_y = u_y \cdot M_x = 26,20 \text{ Kn.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 38,40 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 19,65 \text{ kNm}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 25,60 \text{ kN}$$

c. Vérification des contraintes

Tableau V-17 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ _s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Vérification
Travée	x-x	38,40	6,78	8,06	18	346,2	250	Non
	y-y	19,65	3,16	5,99	18	371,4	250	Non
Appui	x-x	25,60	4,78	6,39	18	323,9	250	Non
	y-y	25,60	4,78	6,39	18	323,9	250	Non

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'acier

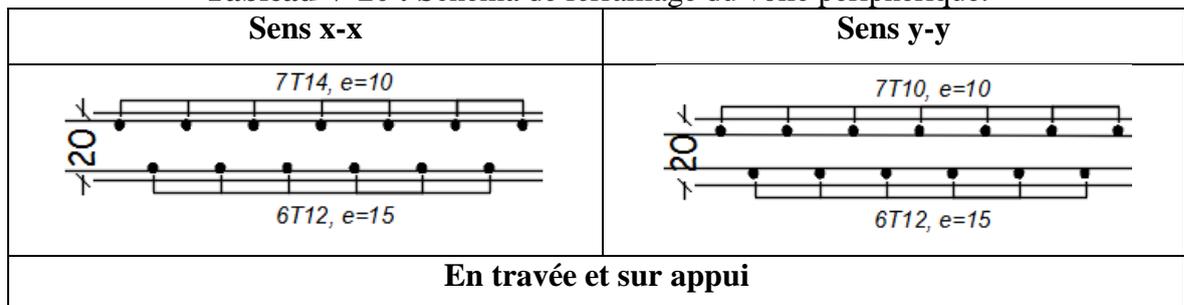
Tableau V-18 : Redimensionnement des armatures.

	Sens	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	x-x	7T14	10,80	10
	y-y	7T10	5,53	10
Appui	x-x	6T12	6,78	15
	y-y	6T12	6,78	15

Tableau V-19 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ _s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Vérification
Travée	x-x	38,40	10,80	6,36	18	220,3	250	Oui
	y-y	19,65	5,53	4,57	18	215,9	250	Oui
Appui	x-x	25,60	6,78	5,38	18	230,8	250	Oui
	y-y	25,60	6,78	5,38	18	230,8	250	Oui

Tableau V-20 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.



V.6 Calcul de fondation (par logiciel SAFE)

V.6.1 Présentation de logiciel SAFE v 16.0.2

A- Définition

SAFE est l'outil ultime pour la conception de systèmes de sols et de fondations en béton. De la mise en page de la charpente à la production de dessins de détail, le programme intègre tous les aspects du processus de conception technique dans un environnement simple et intuitif. SAFE offre des avantages inégalés à l'ingénieur grâce à sa combinaison vraiment unique de puissance, de capacités complètes et de facilité d'utilisation.

B- Objectifs du logiciel

- Les procédures de modélisation, d'analyse et de conception de dalles comportent une suite d'outils et d'applications sophistiqués, associés à la posttension, au poinçonnage-cisaillement et aux détails de poutres, et intègrent l'influence des sols.
- Calculer et détailler des plaques et des plaques sur le sol de forme arbitraire, d'épaisseur variable, avec des chapiteaux, des ouvertures, des poutres le long du périmètre.
- Calcul de ferrailage des plusieurs éléments tous les types des fondations, les dalles et les poutres.
- Afficher tous les schémas de ferrailage des éléments.

C- Modélisation

Pour la modélisation ou bien les étapes de modélisation est les mêmes que les autres logiciels de CSI (ETABS, SAP 2000), et dans notre cas on a importé notre modèle de ETABS.

V.6.2 Choix du type des fondations

Le choix de fondation se fait par la première méthode § V.3.1.

V.6.3 Vérifications nécessaires

V.6.3.1 Vérification de la portance du sol

1- Model initiale

- Largeur de la semelle $B_{SF} = 1,20$ m.
- Hauteur de la semelle $h_{SF} = 20$ cm.
- Largeur des nervures $b_N = 60$ cm.
- Hauteur des nervures $h_N = 135$ cm.

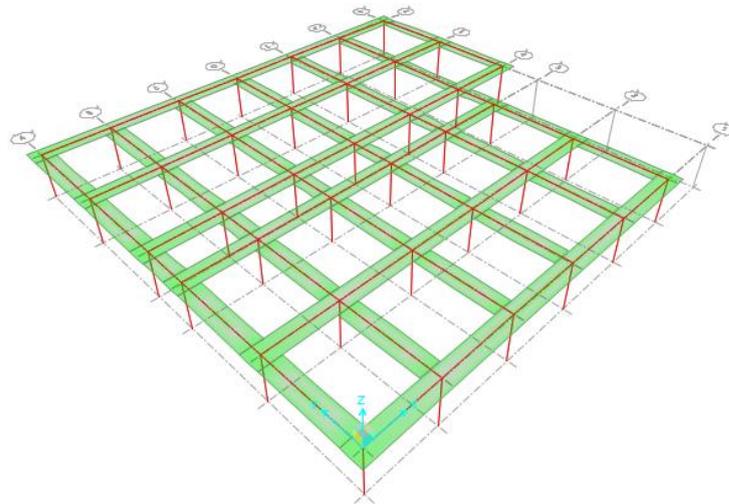


Figure V-2 : Modèle initial vue 3D.

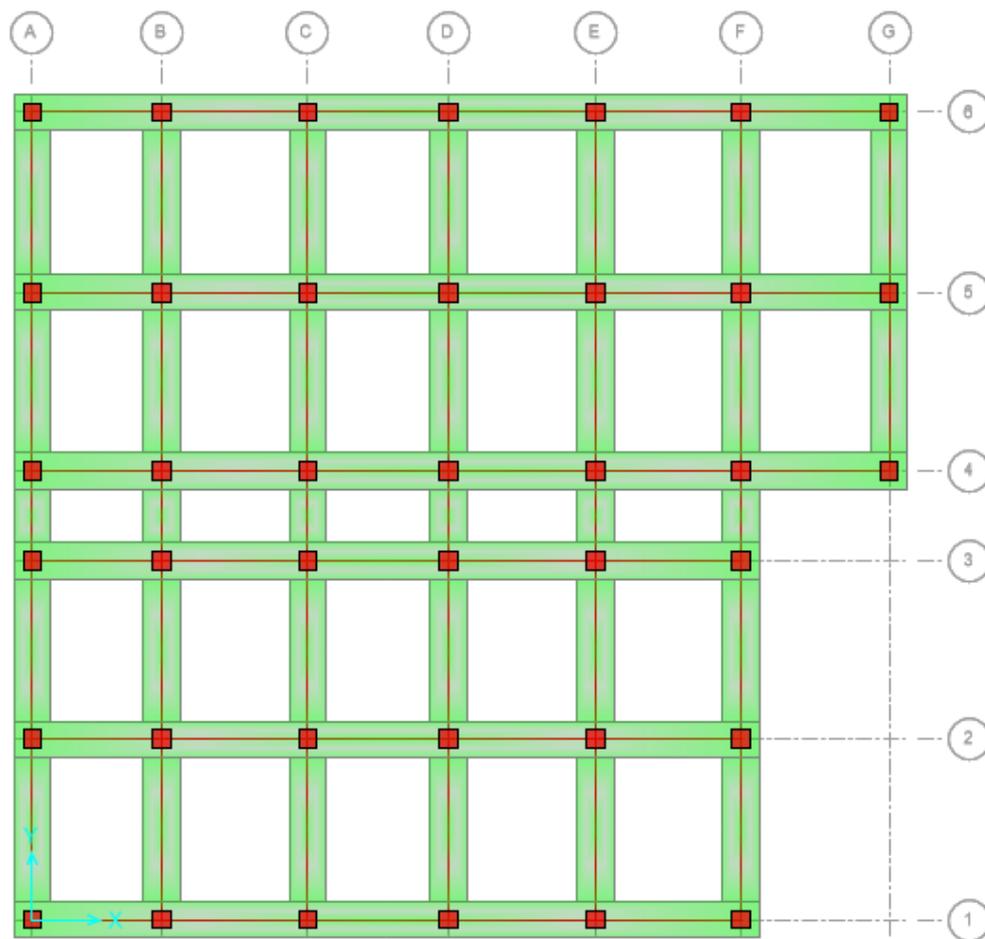


Figure V-3 : Modèle initial vue en plan

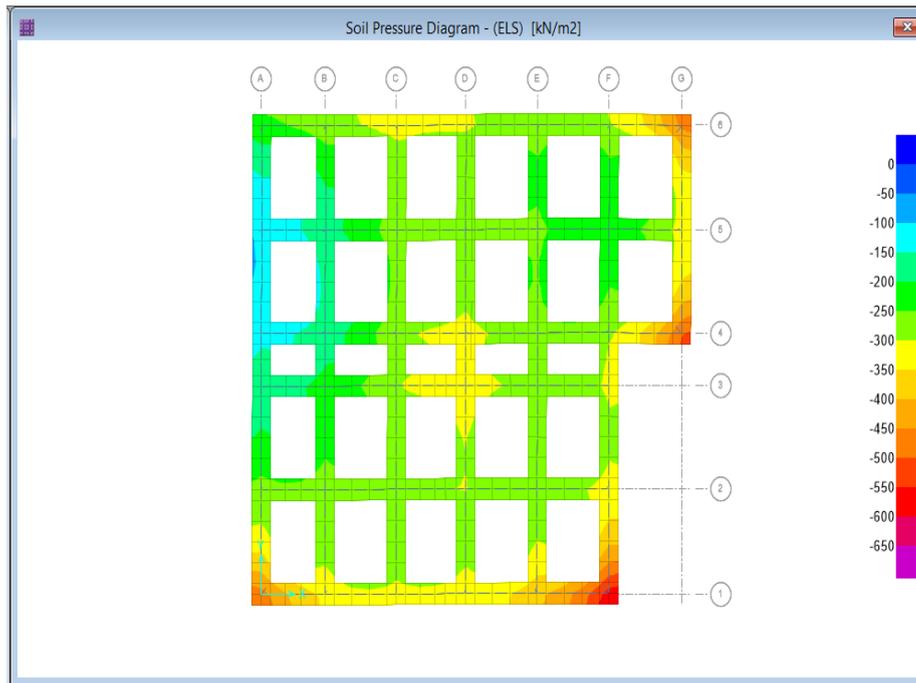


Figure V-4 : Diagramme de la portance du sol.

$$\sigma_{ser} = 608,68 \text{ kPa} \leq \sigma_s = 300 \text{ kPa} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Donc il faut qu'augmenter la surface des semelles jusqu'au la condition vérifiée.

2- Modèle finale

- Largeur de la semelle $B_{SF} = 1,60 \text{ m}$.
- Hauteur de la semelle $h_{SF} = 30 \text{ cm}$.
- Largeur des nervures $b_N = 60 \text{ cm}$.
- Hauteur des nervures $h_N = 135 \text{ cm}$.

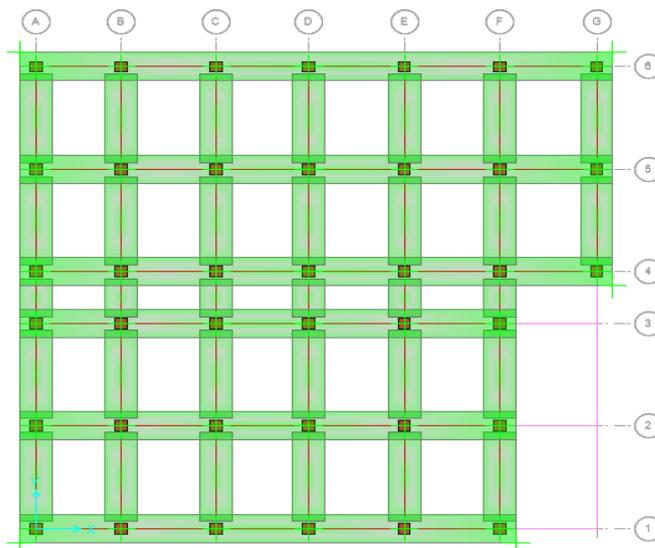


Figure V-5 : Modèle final vue en plan

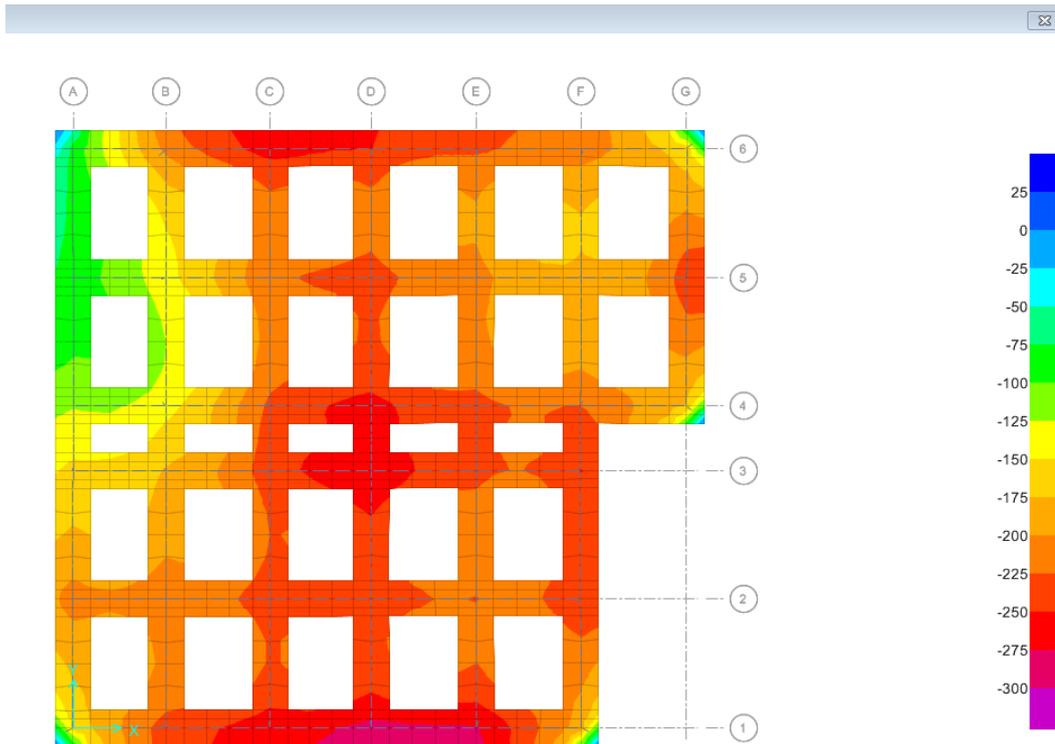


Figure V-6 : Diagramme de la portance du sol.

$\sigma_{ser} = 290,93 \text{ kPa} \leq \sigma_s = 300 \text{ kPa}$ Condition vérifiée

V.6.3.2 Vérification de renversement

Il faut vérifier la condition suivante : $e_0 = \frac{M_r}{N_r} \leq \frac{B}{4}$

Tableau V-21 : Vérification de la stabilité au renversement.

Sens x-x						
Semelle	B(m)	Nr (kN)	MR (kN.m)	e0 (m)	B/4 (m)	Vérification
6	29,48	2763,45	4209,34	1,52	7,37	Vérifiée
5	29,48	6484,90	5354,24	0,82	7,37	Vérifiée
4	29,48	4724,84	3421,58	0,65	7,37	Vérifiée
3	24,30	5232,67	5234,62	1,00	6,08	Vérifiée
2	24,30	6071,11	8748,25	1,44	6,08	Vérifiée
1	24,30	2701,26	8410,24	3,11	6,08	Vérifiée

Tableau V-22 : Suite vérification de la stabilité au renversement.

Sens y-y						
Semelle	B(m)	Nr (kN)	MR (kN.m)	e0 (m)	B/4 (m)	Vérification
A	27,67	2459,31	3263,74	1,33	6,92	Vérifiée
B	27,67	4186,22	5816,52	1,39	6,92	Vérifiée
C	27,67	6272,72	4100	0,65	6,92	Vérifiée
D	27,67	7812,46	5546,26	0,71	6,92	Vérifiée
E	27,67	6581,09	7202,14	1,09	6,92	Vérifiée
F	27,67	3528,10	6924,98	1,96	6,92	Vérifiée
G	13,06	1406,18	3054,69	2,17	3,27	Vérifiée

La condition est vérifiée dans les deux sens, donc le bâtiment est stable vis-à-vis au renversement.

V.6.4 Résultats de calcul des armatures

V.6.4.1 Ferrailage des semelles

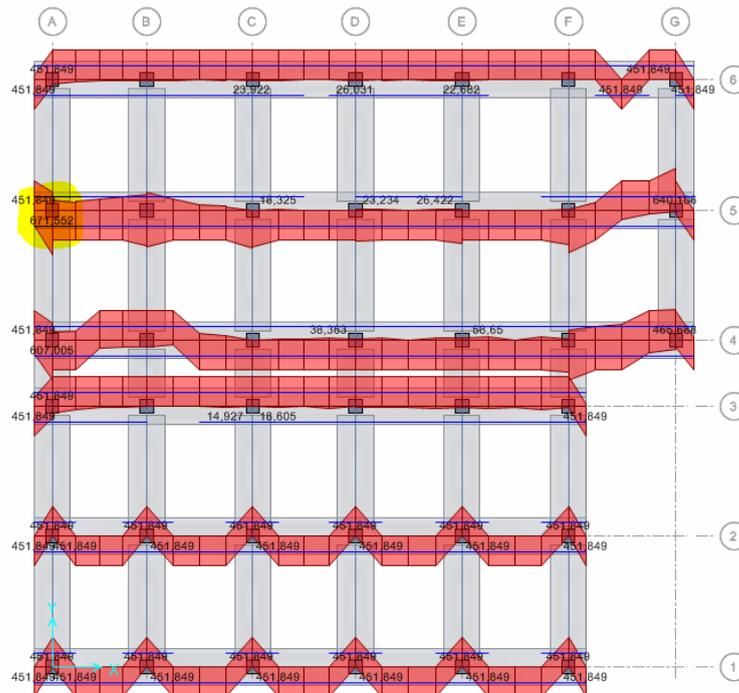


Figure V-7 : Diagramme de résultats du ferrailage des semelles sens x-x.

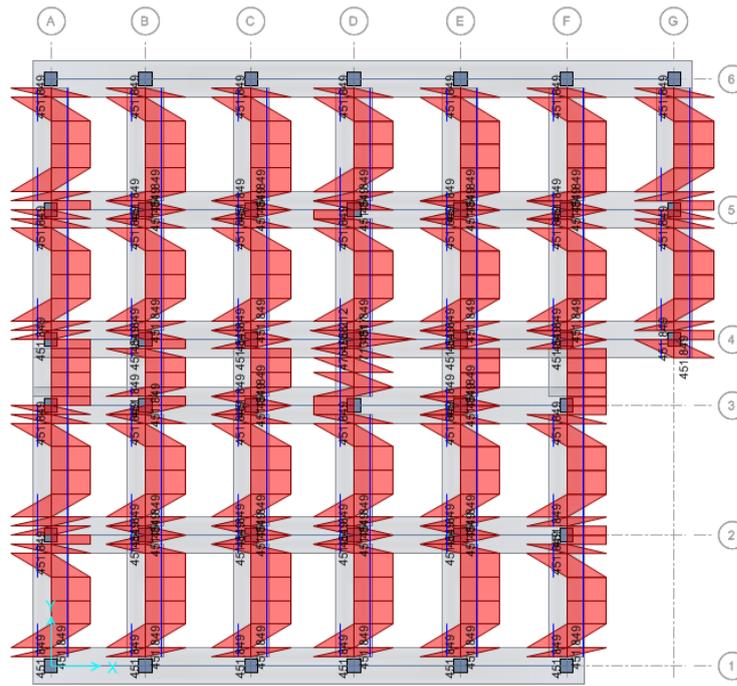


Figure V-8 : Diagramme de résultats du ferrailage des semelles sens y-y.

Tableau V-23 : Ferrailage des semelles filantes par SAFE.

Sens x-x						
Semelle	B (m)	St (cm)	As (cm ²)	Choix (cm ²)	Ar (cm ²)	Choix (cm ²)
6	29,48	20	9,14	6T14 = 9,24	2,33	5T8 = 2,51
5	29,48	20	7,95	6T14 = 9,24	1,99	5T8 = 2,51
4	29,48	20	4,41	6T14 = 9,24	1,10	5T8 = 2,51
3	24,30	20	5,71	6T14 = 9,24	1,43	5T8 = 2,51
2	24,30	20	5,27	6T14 = 9,24	1,32	5T8 = 2,51
1	24,30	20	4,30	6T14 = 9,24	1,08	5T8 = 2,51
Sens y-y						
Semelle	B (m)	St (cm)	As (cm ²)	Choix (cm ²)	Ar (cm ²)	Choix (cm ²)
A	27,47	20	5,19	5T14 = 7,70	1,13	4T8 = 2,01
B	27,47	20	4,51	5T14 = 7,70	1,89	4T8 = 2,01
C	27,47	20	7,54	5T14 = 7,70	1,59	4T8 = 2,01
D	27,47	20	6,37	5T14 = 7,70	1,81	4T8 = 2,01
E	27,47	20	7,24	5T14 = 7,70	1,46	4T8 = 2,01
F	27,47	20	5,85	5T14 = 7,70	0,85	4T8 = 2,01
G	12,86	20	3,40	5T14 = 7,70	0,35	4T8 = 2,01

V.6.4.2 Ferrailage des nervures

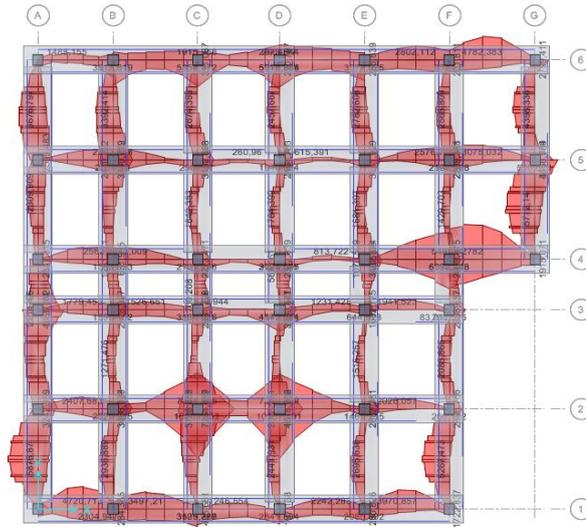


Figure V-9 : Diagramme de résultats du ferrailage des nervures.

Tableau V-24 : Ferrailage des nervures par SAFE.

Sens x-x					
Semelle		As (cm^2)	Choix	As adop (cm^2)	As min (cm^2)
6	Travée	8,60	8T12	9,04	6,038
	Appui	4,47	6T12	6,16	6,038
5	Travée	17,02	8T16+2T12	18,34	6,038
	Appui	9,84	6T16+2T12	11,5	6,038
4	Travée	12,64	6T14+4T12	13,76	6,038
	Appui	7,90	6T14	9,24	6,038
3	Travée	20,85	8T16+4T14	22,24	6,038
	Appui	11,47	4T16+4T12	12,56	6,038
2	Travée	21,60	8T16+4T14	22,24	6,038
	Appui	12,44	4T16+4T12	12,56	6,038
1	Travée	10,06	2T16+4T14	10,18	6,038
	Appui	9,39	2T16+4T15	10,18	6,038
Sens y-y					
A	Travée	8,18	8T12	9,04	6,038
	Appui	4,88	6T12	6,16	6,038
B	Travée	12,69	6T14+4T12	13,76	6,038
	Appui	6,29	6T14	9,24	6,038
C	Travée	17,80	8T16+2T12	18,34	6,038
	Appui	9,42	6T16+2T12	11,5	6,038

Tableau V-25 : Suite ferrailage des nervures par SAFE.

Sens x-x					
Semelle		As (cm^2)	Choix	As adop (cm^2)	As min (cm^2)
D	Travée	22,18	8T16+4T14	22,24	6,038
	Appui	13,55	6T16+2T14	15,14	6,038
E	Travée	18,53	8T16+2T14	19,16	6,038
	Appui	10,34	6T16+2T12	11,5	6,038
F	Travée	9,17	6T14	9,24	6,038
	Appui	6,04	4T14	6,16	6,038
G	Travée	11,04	6T16	12,06	6,038
	Appui	7,40	6T14	9,24	6,038

semelle.	Type	Nos	Lx	Ly	T	Rebars-A	Rebars-B (1ml)
6	F1	6	29,480 m	1,600 m	0,300 m	6-14	5-8

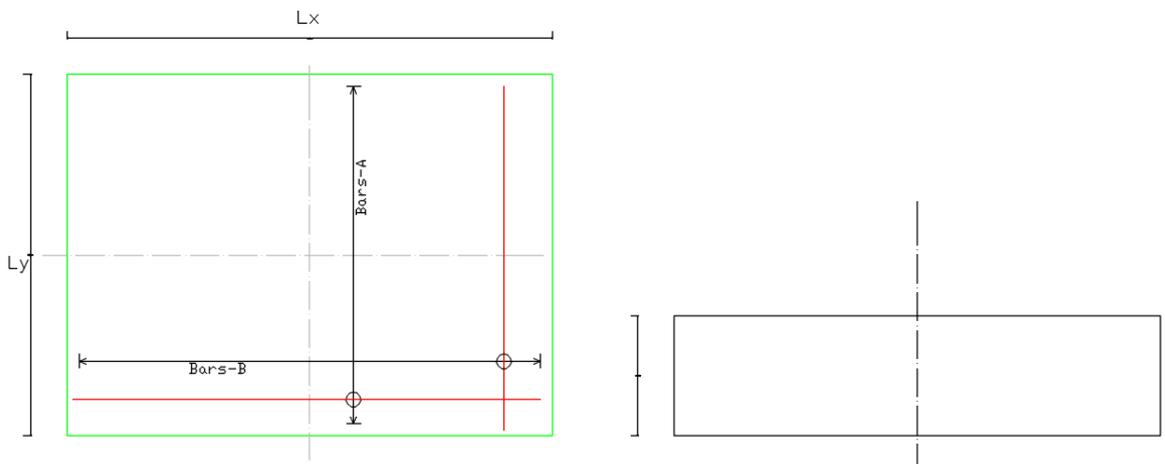


Figure V-10 : Exemple de ferrailage des semelles (SAFE).

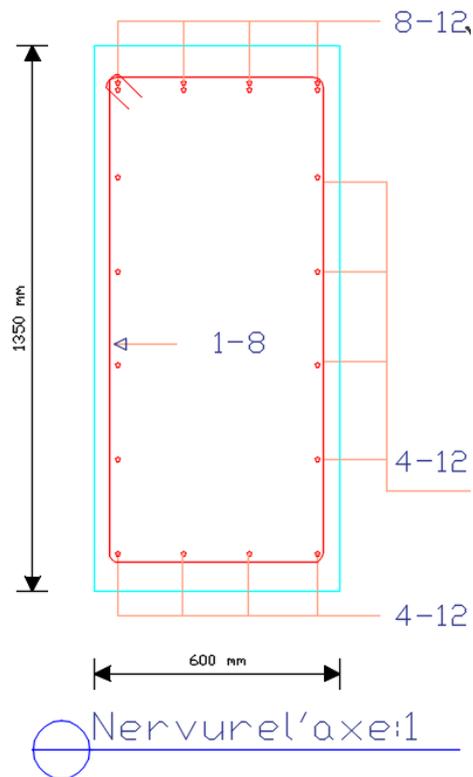


Figure V-11 : Exemple de ferrailage des nervures (SAFE).

V.7 La différence entre les deux méthodes de calcul

- Le dimensionnement des semelles avec la portance du sol.
- La vérification de renversement e_0 .
- Les résultats de ferrailage.

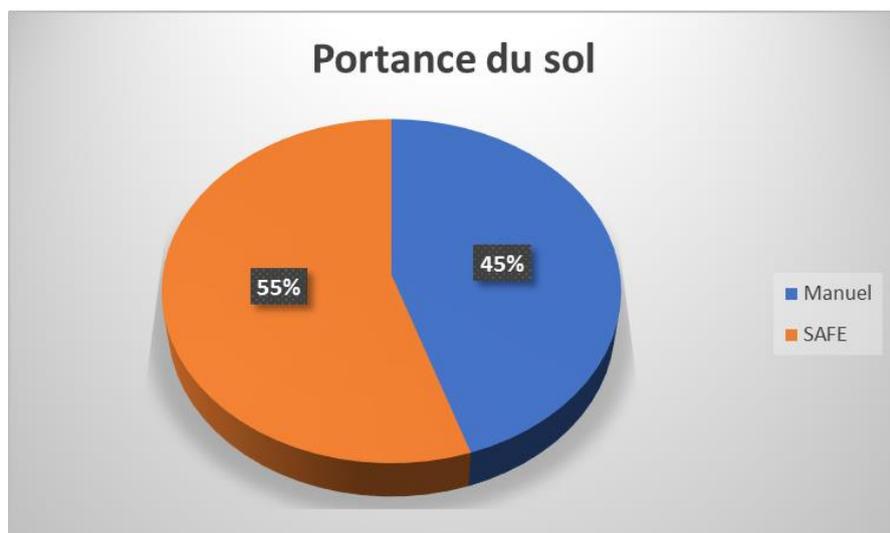


Figure V-12 : Pourcentage de portance du sol.

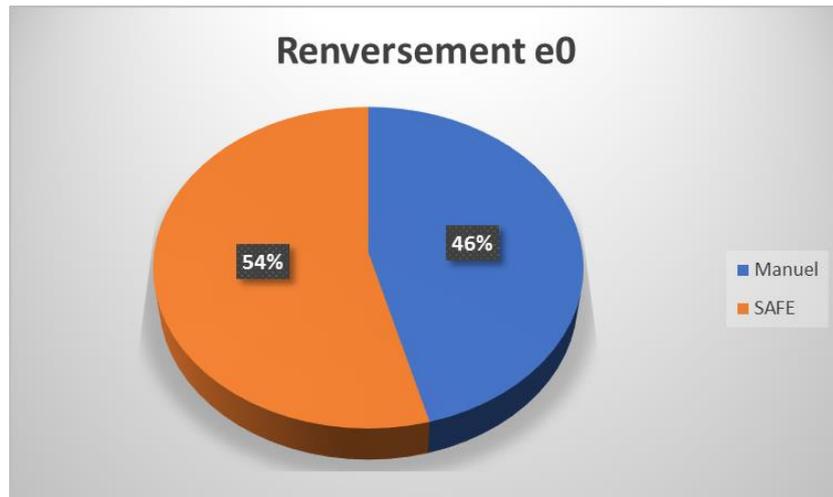


Figure V-13 : Pourcentage de renversement e0.

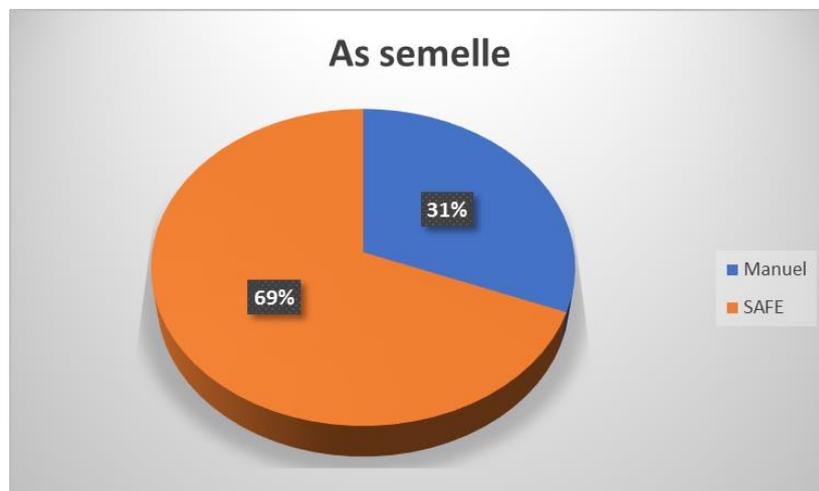


Figure V-14 : Pourcentage de As semelle.

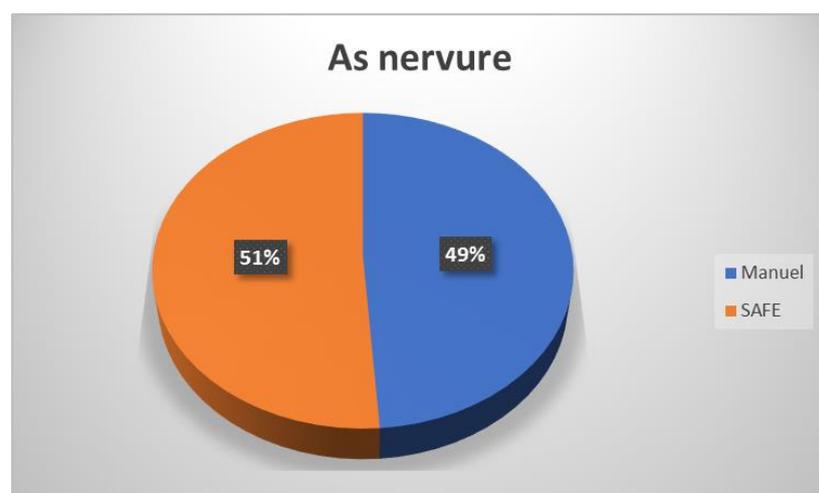


Figure V-15 : pourcentage de As nervure.

V.8 Conclusion

- La méthode classique dépend de l'RPA99 v2003 et du BAEL99 contrairement à la méthode numérique qui dépend de l'EURO CODE 2.
- Le logiciel SAFE travaille avec la méthode des éléments finis donc il prend chaque nœud en considération par contre le calcul manuel dépend du point le plus défavorable et les coefficients de sécurité c'est pour cette raison que le prédimensionnement est plus important dans la méthode numérique.
- Le ferrailage des semelles sera beaucoup plus important dans le calcul numérique car le prédimensionnement élevé dans SAFE provoque une grande quantité d'acier.
- Concernant les nervures La quantité d'acier est presque la même dans les deux méthodes car tous simplement on utilise l'organigramme de la poutre en flexion simple dans ces deux dernières pour le calcul des nervures.

CONCLUSION
GENERALE

Conclusion générale

Le projet de fin d'études est une phase très importante dans le cycle de formation d'un étudiant, en effet il lui donne une idée large sur une partie de son domaine de spécialité ce qui lui permet de mieux comprendre ce qu'il a vu au cours de son enseignement théorique.

De notre part, cette étude nous a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine de la construction en génie civil, et développer les idées grâce à la lecture des différentes références bibliographiques.

Dans notre étude sismique on constate que La structure possède un coefficient de comportement R égale à **3,5** ce qui signifie qu'elle est relativement rigide à cause du nombre important de voiles constituant le système de contreventement.

Les voiles sont disposés d'une manière à être le plus loin possible du centre de gravité pour créer un grand bras de levier et assurer la stabilité de notre structure, Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une meilleure distribution des Efforts internes, et donc le phénomène de torsion sera évité.

Dans le ferrailage des éléments principaux (poteaux poutres) souvent les combinaisons accidentelles sont les plus défavorables.

Le ferrailage des poteaux des sous-sols est presque nul car le béton est sollicité à la comparaison seulement.

D'après l'étude comparative de l'infrastructure on constate que le prédimensionnement et le ferrailage sont plus important dans la méthode numérique.

En gros ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, il nous a acquis des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans notre future vie professionnelle.

En espérant que ce travail puisse être utile pour nos collègues dans le futur.

ANNEXES

Calcul des différents poids**1- Poteau central****a) Charge permanente revenant à chaque plancher**

Plancher terrasse : $G = 5,5 \text{ kN/m}^2$

Plancher étage et RDC : $G = 5,32 \text{ kN/m}^2$

Plancher Sous-sol : $G = 5,32 \text{ kN/m}^2$

b) Poids de chaque plancher

Plancher terrasse : $P = 5,5 * 22,18 = 121,99 \text{ kN}$

Plancher étage-RDC : $P = 5,32 * 22,18 = 118 \text{ kN}$

Plancher Sous-sol : $P = 5,32 * 22,18 = 118 \text{ kN}$

c) Poids de chaque poutre

Poutre principale : $P = (0,3 * 0,40) * 25 * 5,31 = 19,116 \text{ kN}$

Poutre secondaire : $P = (0,3 * 0,35) * 25 * 4,23 = 13,32 \text{ kN}$

Poids totales des poutres : $P_t = (19,116 + 13,32) = 32,44 \text{ kN}$

d) Surcharges d'exploitations Q

$Q_{\text{terrasse}} = (1 * 22,18) = 22,18 \text{ kN}$

$Q_{\text{(Etages-RDC)}} = (1,5 * 22,18) = 33,27 \text{ kN}$

$Q_{\text{Sous-sol}} = (2,5 * 22,18) = 55,45 \text{ kN}$

h) Poids des poteaux

On doit d'abord fixer leurs dimensions minimales selon le **RPA** on a la wilaya de **Blida** située dans la zone **III**

Donc on propose les dimensions suivantes :

b = 30 cm

h = 30 cm

$G_{\text{Poteau sous-sol}} = (0,3 * 0,3) * 3,87 * 25 = 10,5 \text{ kN}$

$G_{\text{poteau RDC + Etages}} = (0,3 * 0,3) * 3,23 * 25 = 8,72 \text{ kN}$

2- Poteau de rive**a) Poids de chaque plancher :**

Plancher terrasse : $P = 5,5 * 12,67 = 69,68 \text{ kN}$

Plancher étage-RDC : $P = 5,32 * 12,67 = 67,4 \text{ kN}$

Plancher Sous-sol : $P = 5,32 * 12,67 = 67,4 \text{ kN}$

b) Poids de chaque poutre :

Poutre principale : $P = (0,3 * 0,40) * 25 * 5,31 = 19,116 \text{ kN}$

Poutres secondaires : $P = (0,3 * 0,35) * 25 * 4,23 = 13,32 \text{ kN}$

Poids totales des poutres : $P_t = (19,116 + 13,32) = 32,44 \text{ kN}$

c) Surcharges d'exploitations Q :

$$Q_{\text{terrasse}} = (1 * 12,67) = 12,67 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{(Etages-RDC)}} = (1,5 * 12,67) = 19 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{Sous-sol}} = (2,5 * 12,67) = 31,68 \text{ kN}$$

d) Poids des poteaux :

$$G_{\text{Poteau sous-sol}} = (0,3 * 0,3) * 3,87 * 25 = 10,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poteau RDC + Etages}} = (0,3 * 0,3) * 3,23 * 25 = 8,72 \text{ kN}$$

3- Poteau d'angle**a) Poids de chaque plancher :**

$$\text{Plancher terrasse : } P = 5,5 * 5,55 = 30,52 \text{ kN}$$

$$\text{Plancher étage-RDC : } P = 5,32 * 5,55 = 29,53 \text{ kN}$$

$$\text{Plancher Sous-sol : } P = 5,32 * 5,55 = 29,53 \text{ kN}$$

b) Poids de chaque poutre :

$$\text{Poutre principale : } P = (0,3 * 0,40) * 25 * 5,31 = 19,116 \text{ kN}$$

$$\text{Poutres secondaires : } P = (0,3 * 0,35) * 25 * 4,23 = 13,32 \text{ kN}$$

$$\text{Poids totales des poutres : } P_t = (19,116 + 13,32) = \mathbf{32,44 \text{ kN}}$$

c) Surcharges d'exploitations Q :

$$Q_{\text{terrasse}} = (1 * 5,55) = 5,55 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{(Etages-RDC)}} = (1,5 * 5,55) = 8,32 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{Sous-sol}} = (2,5 * 5,55) = 13,78 \text{ kN}$$

d) Poids des poteaux :

$$G_{\text{Poteau sous-sol}} = (0,3 * 0,3) * 3,87 * 25 = 10,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poteau RDC + Etages}} = (0,3 * 0,3) * 3,23 * 25 = 8,72 \text{ kN}$$

ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

Cas générale

$\gamma_b=1,5$

$\gamma_s=1,15$

cas accidentelle

$\gamma_b=1,15$

$\gamma_s=1$

LES DONNEE
Caractéristique du béton et
l'acier

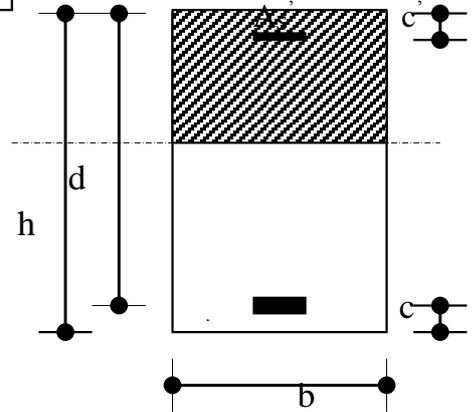
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

ζ_{es}

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$



Oui

$\mu < \mu_R$

Non

$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}]$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

Oui

$\mu \leq$

Non

$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s = 3,50/1000 \cdot \left[\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right]$$

$$A_S = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$$

$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d - c')/d] - \zeta_{es}$$

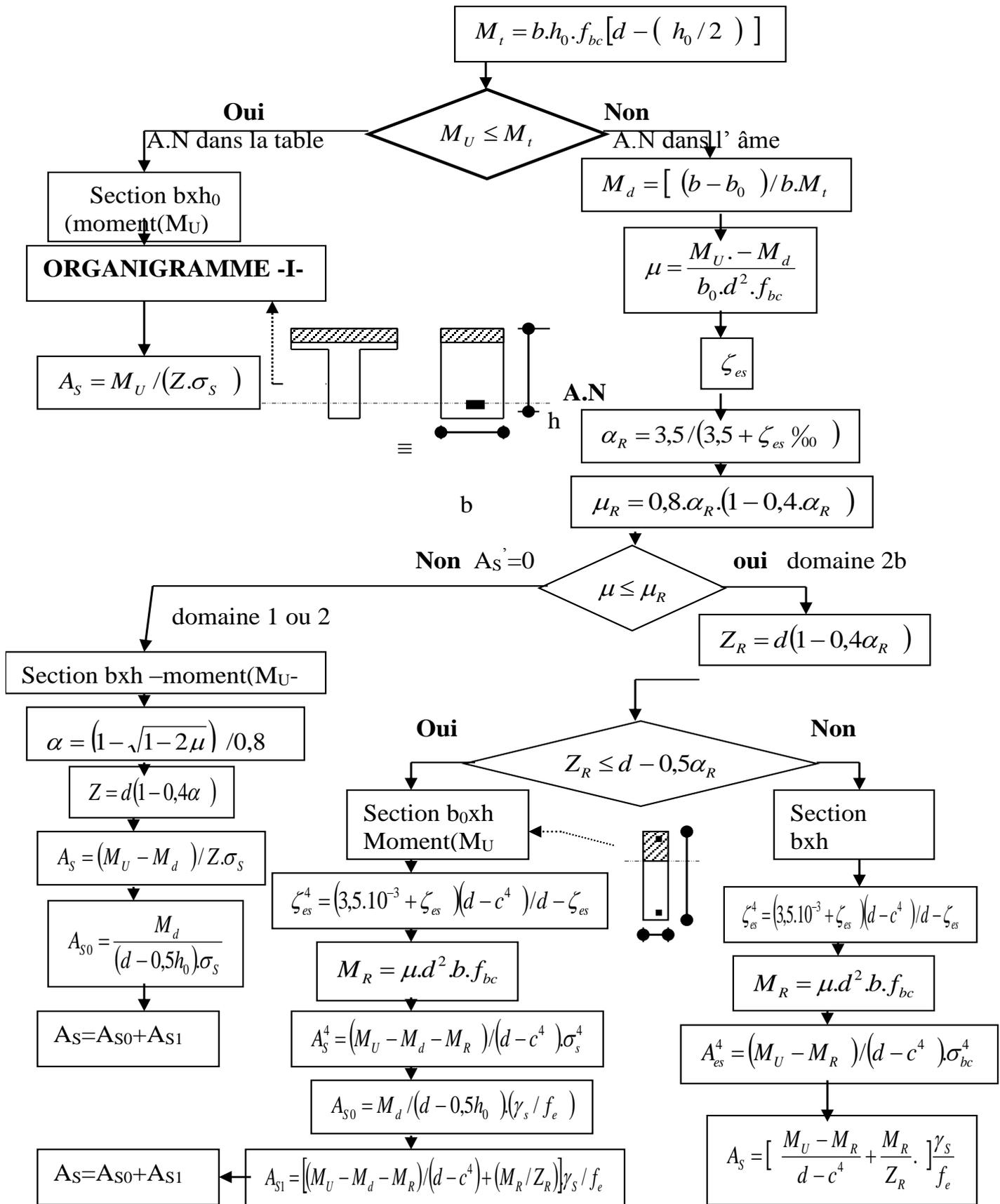
$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

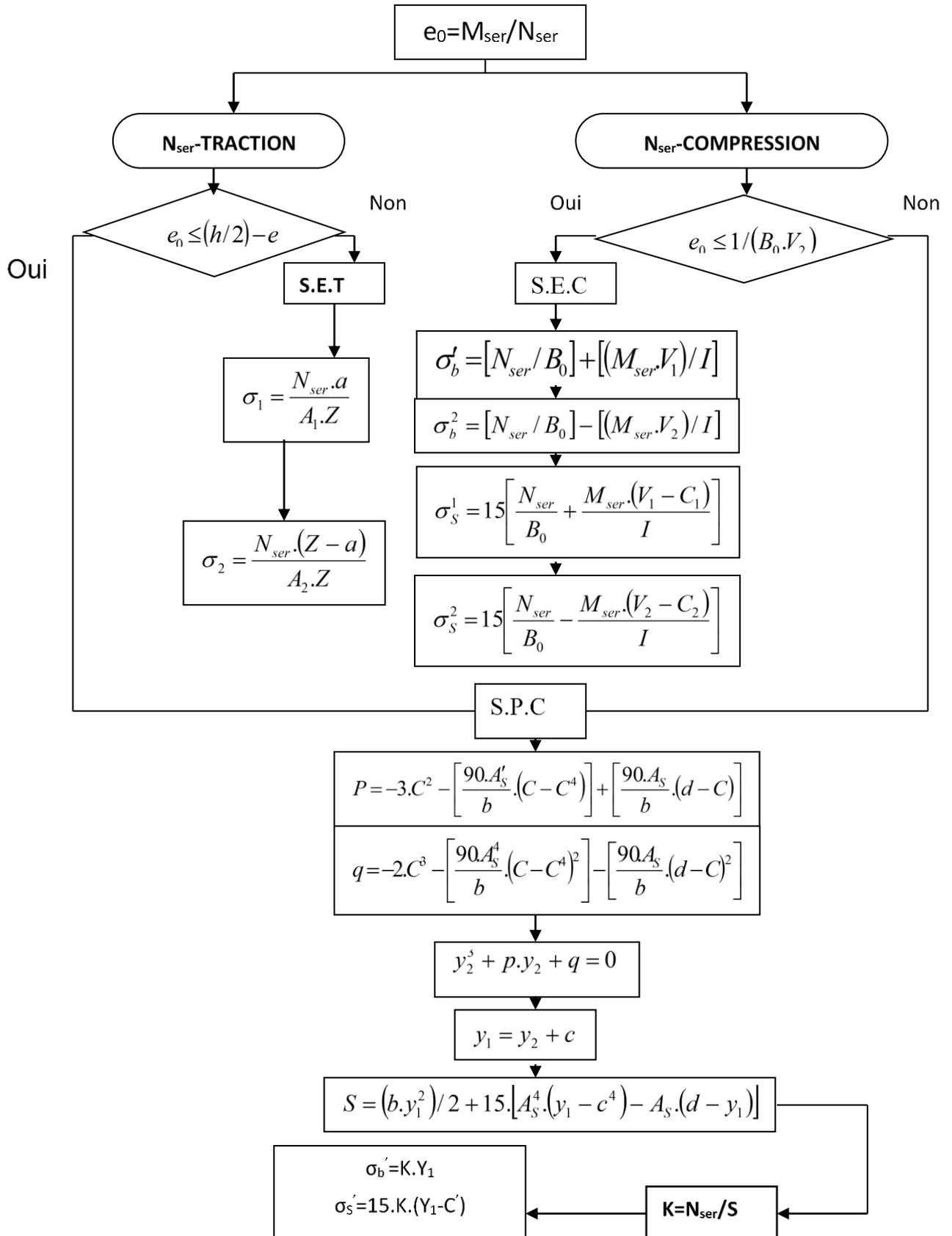
$$A_S' = (M_U - M_R) / [(d - c') \cdot \sigma_s']$$

$$A_S = \left[\frac{(M_U - M_R)}{(d - c')} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{f_e / \gamma_s}$$

ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



ORGANIGRAMME-III-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S



RECONNAISSANCE DU SOL

Rapport préliminaire de l'étude de sol du site :

« Réalisation des logements à Ouled Yaïche, wilaya de Blida »

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, en plus, il est surtout indispensable d'avoir des renseignements assez précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain, afin de justifier le type de fondations correspondant.

Caractéristiques physiques et mécaniques du sol

D'après l'étude géologique, géotechnique et chimique, on peut dire qu'on a un sol :

- Argiles sableuses à inclusions graveleuses alluvionnaires (Site meuble)
- Peu plastique
- Faible humidité
- Compacité moyenne
- Peu gonflant et de compressibilité moyenne.

Par ailleurs, si on veut récapituler les caractéristiques physiques et mécaniques du sol, elles seront :

- Teneur en eau naturelle : $W = 13,25\%$
- Limite de liquidité : $WL = 37\%$
- Limite de plasticité : $WP = 19\%$
- Indice de plasticité : $IP = 18\%$
- Pression de consolidation : $Pc = 0,569 \text{ bars}$
- Coefficient de compressibilité : $Cc = 0,141 \text{ bars}$
- Coefficient gonflement : $Cg = 0,021 \text{ bars}$
- Angle de frottement interne : $\varphi = 20^\circ$
- Cohésion : $Cu = 0,50 \text{ bars}$
- Poids volumique total humide : $\gamma h = 17,6 \text{ kN/m}^3$

Résistance du sol

Les valeurs de la capacité portante du sol, en fonction des différentes profondeurs d'ancrage, à adopter pour le calcul de génie civil des ouvrages, sont récapitulées dans le tableau suivant :

Profondeur (m)	q^{adm} (bars)
3,00	1,79
5,00	2,15
7,00	2,94

Calcul des moments des dalles continues [2] (voile périphérique)

Pour les dalles continues, constituées de panneaux rectangulaires considérés comme encastrés sur leurs bords, le calcul des moments de flexion s'effectue par la méthode forfaitaire suivante :

Quel que soit leur élancement $\alpha = Lx/Ly$, on commence par déterminer les moments de flexion qui se développeraient dans chaque panneau s'ils étaient isostatiques (simplement appuyés sur leur contour) ; ces moments sont notés M_{0x} et M_{0y} ; les moments dans les panneaux réels sont pris égaux à ces moments "isostatiques" multipliés par des coefficients forfaitaires.

Les dispositions forfaitaires sont résumées sur les figures ci-après :

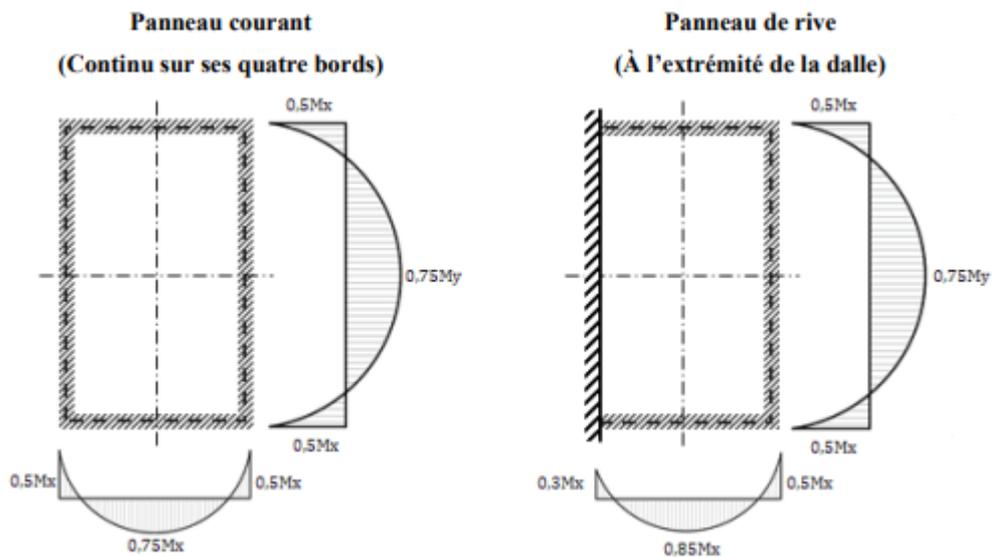


Figure D : Moment en travée et sur appuis.

Semelles filantes croisées sous poteaux

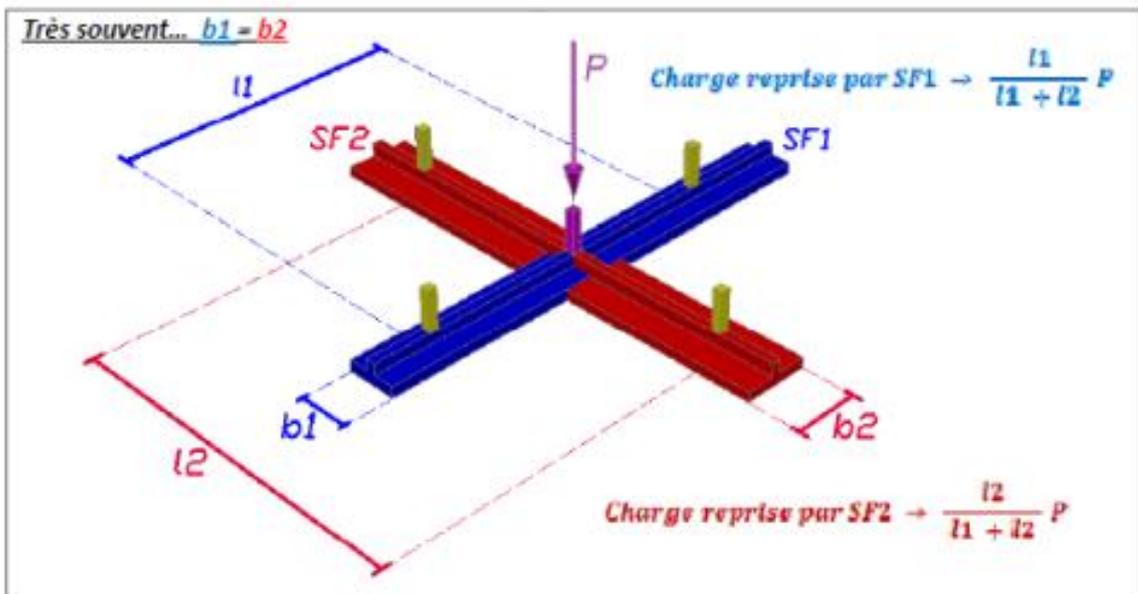


Figure E.1 : Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau centrale.

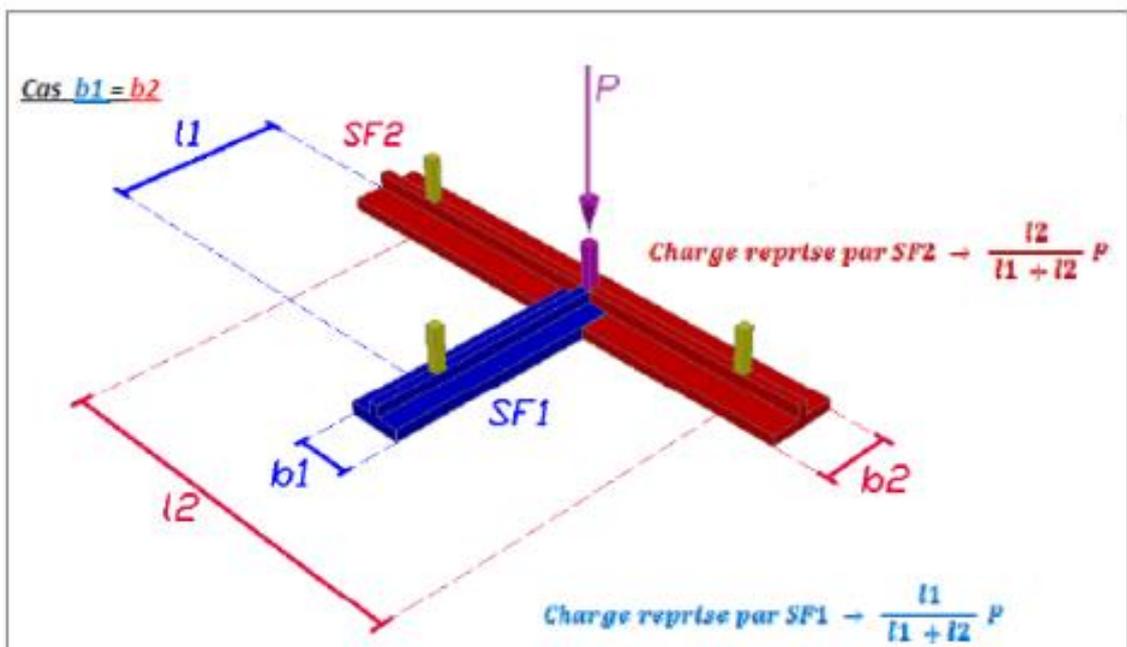


Figure E.2 : Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau de rive.

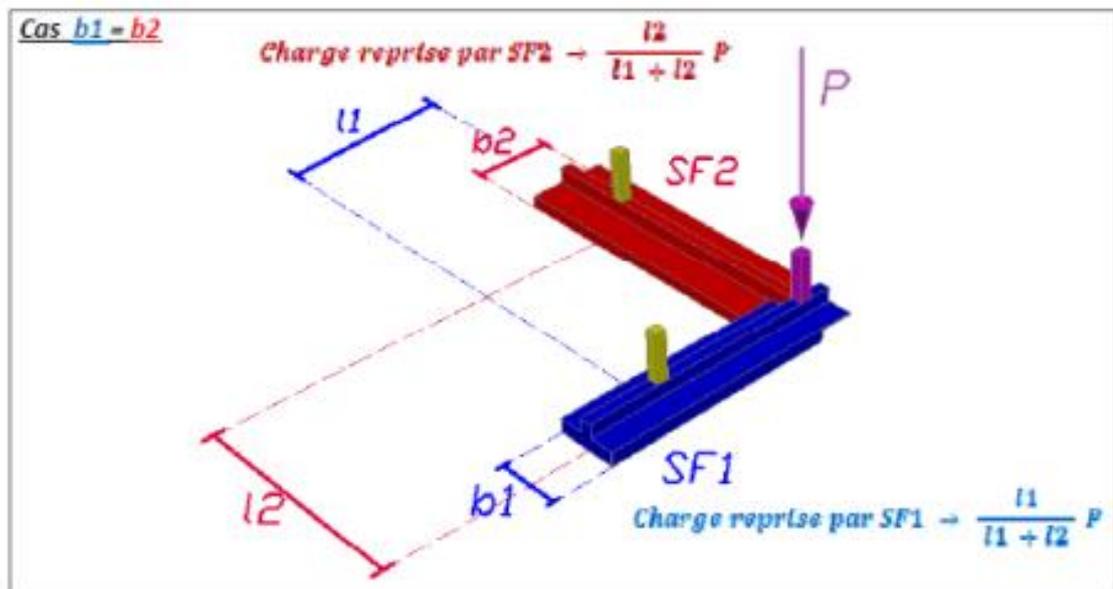


Figure E.3 : Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau d'angle.

Dimensionnement et ferrailage des semelles filantes croisées

$$\frac{N_{ser}}{A_{SF}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec : $A_{SF} = b_{SF} \times L_{SF}$

$$L_{SF} = L_{File} + b_{SF}$$

Coefficient de raideur du sol

$$(0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3)$$

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

$K = 5 \text{ MPa/m} \rightarrow$ Pour un très mauvais sol.

$K = 40 \text{ MPa/m} \rightarrow$ Pour un sol de densité moyenne.

$K = 120 \text{ MPa/m} \rightarrow$ Pour un très bon sol.

Pour notre cas on prend : $K = 40 \text{ MPa/m}$

➤ Hauteur de la semelle filante

$$h_{SF} \geq \frac{b_{SF} - b_N}{4} + 5 \text{ cm}$$

➤ Ferrailage (méthode des bielles pour 1 ml)

$$A_S = \frac{P_{ELU}(b_{SF} - b_N)}{8 \times d \times \sigma_S}$$

Avec :

$$P_{ELU} = \frac{N_{ELU}}{L_{SF}}$$

$$N_{ELU} = 1,35 G^{\text{Tot}} + 1,5 Q^{\text{Tot}}$$

REFERANCES

Règlements

- [1] Document Technique Règlementaire **DTR B C 2 48**
Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99 / VERSION 2003.**
- [2] Document techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites - **BAEL 91 modifié 99** et **DTU** associés.
- [3] Document Technique Règlementaire **DTR B.C. 2.2**
Charges Permanentes et charges d'exploitation.

Documentation et livre

- [4] Ing. **TEBAA Abdelaziz** et Dr. **DERBAL.I** PMFC (article en cours de publication).
- [5] **Mémoires** des années passées (2020 ; 2019 ; 2018).

Logiciels

- ✓ **AUTOCAD 2016 ;**
- ✓ **Excel ;**
- ✓ **Flexion Simple**, programme de calcul d'armatures pour les éléments soumissent à la
- ✓ Flexion Simple selon BAEL91 m99 développé par Ing. **TEBAA Abdelaziz ;**
- ✓ **PMFC**, programme de calcul d'armatures pour les éléments soumissent à la Flexion composée selon BAEL91 m99 crée par Ing. **TEBAA Abdelaziz** et Dr. **DERBAL.I ;**
- ✓ **ETABS V16 2.0 ;**
- ✓ **SOCOTEC V 1.02 ;**
- ✓ **SAFE V 16.0.2.**