

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



جامعة البليدة --1
UNIVERSITE DE BLIDA-1-
كلية التكنولوجيا - دائرة الهندسة المدنية

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER** en **Génie Civil**

Option : Structure

Thème :

**ETUDE ET CONCEPTION D'UN BÂTIMENT EN BÉTON ARMÉ EN
R+10 +SOUS SOL**

Étudié et réaliser par:

M^{elle} Zaiout Lilya ; M^{elle} Hamade Ilhem

Devant le jury composé de :

M^{me} Hammet sihem	U.Saad Dahleb-Blida	Président
M^{me} Badis warda	U.Saad Dahleb-Blida	Examineur
M^{me} Salama Fatma Zohra	U.Saad Dahleb-Blida	Promotrice
M^{me} Bouleghbar Khadidja	U.Saad Dahleb-Blida	CO-Promotrice

Blida, juin 2024

ملخص:

يقدم هذا المشروع دراسة لهيكل خرساني مقوى للاستخدامات السكنية ويتألف من طابق أرضي بالإضافة إلى 10 طوابق، ويقع في ولاية الجزائر التي يتم تصنيفها على أنها منطقة زلزالية رقم 3. رقم 3. حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلزال، هذا العمل الذي كلفنا به يهدف إلى تحليل وقياس البنية مع تطبيق قواعد البناء المعمول بها مثل نظام مقاومه تم اجراء التحليل الزلزالي للهيكل باستخدام برنامج تحليل إيتابس 1999/2020 نسخة، 1991 الزلازل 1999 نسخته 2003.

الكلمات المفتاحية الخرسة المسلحة, SAP2000 , RPA99/2003 , BAEL91/99

Résumé

Ce projet consiste principalement en l'étude dynamique d'un bâtiment (**RDC + 10 étages avec un sous-sol**). A usage unique d'habitation. La structure est implantée à la wilaya d'**Alger**, qui est classée comme zone de forte sismicité (**zone III**) selon Règlement Parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003. Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91. Pour l'étude et la conception d'un projet de bâtiment public en a utilisé '**Etabs 20**'.

Mots clés : Béton armé , SAP2000, RPA 99 /version 2003 ; BAEL 91 révisée 99.

Abstract

The aim of This work treats is to study a building, located in **Alger** which is classified in **the third** seismic area according to **RPA99 modified on2003**.

This building is composed to 10 floors plus the ground floor overhanging an underground parking.

The load-bearing elements are pre-sized in accordance with the regulations BAEL91 modified on 99, **RPA99 modified on2003**. And the **CBA93**

.The superstructure was modeled using 'ETABS 20' software.

Key words : Reinforced concrete ,SAP2000 ,RPA 99 modified 2003 ,BAEL modified 99 .

Remerciement

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, de nous avoir donné le courage et la volonté de terminer ce travail, et nos parents pour leurs appuis et leurs soutiens.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promotrice M^{me} salama Fatma Zohra et bien sur notre Co-promotrice M^{me} Bouleghbar Khadidja pour leurs assiduités et leurs dévouements a notre travail ainsi que leurs orientations précieuses.

Nous tenons également à remercier les membres de jury pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant de juger notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignant de département du génie civil qui ont contribué a notre formation.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apporté leur soutien et qui nous ont aidé de près ou de loin pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

Merci...

Lilya et Ahem

Dédicace

Je m'incline devant Dieu le tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir.

Je dédie ce modeste travail :

*À ma chère et tendre mère
Qui a fait autant de sacrifices pour me voir arriver ici.*

*À mon père
Pour l'effort et le soutien constants qu'il m'a toujours donnés.*

À ma grande mère à qui je souhaite une bonne santé.

À mes sœurs : Leila, Lidya, Lina et Loubna.

À mon frère : Abdelrezak.

À mes ami(e)s : Rania, Chahinez, khadidja et Ferial.

À toute ma famille qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de succès.

À tous les personnes ayant contribué à ce travail de près ou de loin

Lilya

Dédicace

Je dédie ce projet :

À mes très chers parents

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne.

À mes frères : Redouane, Ramzi et Anes

À mes sœurs : Alaa, Hanine et Hiba

À mes amis

À l'ingénieur : Taki eddine bouchakour

À toute ma famille.

Athem

Liste des tableaux

CHAPITRE II: Pré Dimensionnement des éléments principaux.

Tableau II. 1: Vérification selon le RPA.....	15
Tableau II. 2: Charge de plancher terrasse.....	15
Tableau II. 3: Charge de plancher pour chaque étage.....	16
Tableau II. 4 : Charge du mur extérieur.....	16
Tableau II. 5: Charge de la dalle pleine.....	17
Tableau II. 6: Charge de la dalle pleine sous-sols (parking).....	17
Tableau II. 7: Loi de dégression.....	18
Tableau II. 8: Calcul de la décente de charge de poteau central.....	21
Tableau II. 9 : Choix et vérification des sections des poteaux centraux.....	24
Tableau II. 10: Calcul de la décente de charge de poteau central.....	25
Tableau II. 11: Choix et vérification des sections des poteaux d'angles.....	27
Tableau II. 12: Calcul de la décente de charge du poteau de rive.....	29
Tableau II. 13: Choix et vérification des sections des poteaux de rive.....	30

CHAPITRE III: calcul des éléments secondaire

Tableau III. 1 : Les efforts et le moment de l'acrotère à L'ELU.....	33
Tableau III. 2: Les efforts et le moment de l'acrotère à L'ELS.....	33
Tableau III. 3: Charge permanentes.....	40
Tableau III. 4: Vérification de condition (type 1).....	42
Tableau III. 5 : Vérification de condition (type 2).....	42
Tableau III. 6 : Vérification de condition (type 3).....	43
Tableau III. 7: Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	44
Tableau III. 8: Résultats des sollicitations en travée et en appui ELU (type 02).....	46
Tableau III. 9: Résultats des efforts tranchant ELU (type 02).....	46
Tableau III. 10: Résultats des sollicitations en travée et en appui ELS (type 02).....	48
Tableau III. 11: Résultats des efforts tranchant ELS (type 02).....	48
Tableau III. 12: Résultats des sollicitations en travée et en appui ELU (type 03).....	49
Tableau III. 13: Résultats des efforts tranchant ELU (type 03).....	49
Tableau III. 14: Résultats des sollicitations en travée et en appui ELS (type 03).....	50
Tableau III. 15: Résultats des efforts tranchant ELS (type 03).....	50
Tableau III. 16: Résultats des sollicitations en travée et en appui ELU (type 01).....	51
Tableau III. 17: Résultats des efforts tranchant ELU (type 01).....	52
Tableau III. 18: Résultats des sollicitations en travée et en appui ELS (type 01).....	52
Tableau III. 19: Résultats des efforts tranchant ELS (type 01).....	52
Tableau III. 20: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....	54
Tableau III. 21: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	54
Tableau III. 22: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	56

Tableau III. 23: Récapitulatif du calcul de la flèche.	58
Tableau III. 24: Evaluation des charges permanente du palier de l'escalier.	63
Tableau III. 25: évaluation des charges permanente du palier de l'escalier.....	63
Tableau III. 26: charge du paillasse et palier.....	64
Tableau III. 27: Ferrailage de l'escalier.	66
Tableau III. 28: Vérification des contraintes du béton à l'ELS.....	68
Tableau III. 29: Récapitulatif du calcul de la flèche.	70
Tableau III. 30: Moment et effort tranchant.....	72
Tableau III. 31: ferrailage en travée.....	72
Tableau III. 32: ferrailage en Appui.....	72
Tableau III. 33: Vérification des contraintes du béton à l'ELS.....	74
Tableau III. 34: Calcul des armatures transversales.....	75
Tableau III. 35: Charge permanente du balcon.	76
Tableau III. 36: Charge concentrée du balcon.	76
Tableau III. 37 : Les combinaisons des charges.....	76
Tableau III. 38: Récapitulation des moments et des efforts tranchants de la dalle pleine balcon.	78
Tableau III. 39: Vérification à l'ELS.	80
Tableau III. 40: Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine du balcon.	80

CHAPITRE IV: étude dynamique et sismique.

Tableau IV. 1: Valeur de la période (T1 et T2).....	86
Tableau IV. 2: Valeur de pénalité Pq.	87
Tableau IV. 3: Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau.	91
Tableau IV. 4 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial.....	91
Tableau IV. 5: Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau du modèle final.	93
Tableau IV. 6: Participation massique du modèle final.	93
Tableau IV. 7: Vérification de la force sismique.	94
Tableau IV. 8: Vérification de la force sismique après l'augmentation de EX et EY.	95
Tableau IV. 9: Vérification des déplacements inter étages sens X-X du modèle final.....	95
Tableau IV. 10: Vérification des déplacements inter étages sens Y-Y du modèle final.....	95
Tableau IV. 11 : Vérification de l'effort normal réduit pour le modèle final.	96
Tableau IV. 12 : Vérification de l'effet P- Δ pour le modèle final Dans le sens X-X.	97
Tableau IV. 13: Vérification de l'effet P- Δ pour le modèle final Dans le sens Y-Y.	98
Tableau IV. 14 : pourcentage des voiles.	99

CHAPITRE V: ferrailage des éléments résistant

Tableau V. 1: Caractéristiques du béton et de l'acier.	100
Tableau V. 2: Ferrailage des poteaux situation durable ($N^{\max} M^{\text{corr}}$).	102
Tableau V. 3: Ferrailage des poteaux situation durable ($N^{\min} M^{\text{corr}}$).	103

Tableau V. 4: Ferrailage des poteaux situation durable ($M^{\max} N^{\text{corr}}$).....	103
Tableau V. 5: Ferrailage des poteaux situation accidentelle ($N^{\max} M^{\text{corr}}$).....	104
Tableau V. 6: Ferrailage des poteaux situation accidentelle ($N^{\min} M^{\text{corr}}$).....	104
Tableau V. 7: Ferrailage des poteaux situation accidentelle ($M^{\max} N^{\text{corr}}$).....	104
Tableau V. 8: Pourcentage d'armatures minimal.....	105
Tableau V. 9: Choix d'armatures des poteaux.....	105
Tableau V. 10: Vérification des contrainte des poteaux ($N^{\text{ser}\max}, M^{\text{ser}\text{corr}}$).....	106
Tableau V. 11: Vérification des contrainte des poteaux ($N^{\text{ser}\min}, M^{\text{ser}\text{corr}}$).....	106
Tableau V. 12: Vérification des contrainte des poteaux ($M^{\text{ser}\max}, N^{\text{ser}\text{corr}}$).....	107
Tableau V. 13: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	108
Tableau V. 14: Espacement maximales selon RPA99 des poteaux.....	110
Tableau V. 15: Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	110
Tableau V. 16: Caractéristiques du béton et de l'acier.....	113
Tableau V. 17: Ferrailage des poutres principales situation durable.....	114
Tableau V. 18: Ferrailage des poutres principales situation accidentelle.....	114
Tableau V. 19: Choix des armatures pour les poutres principales 30x40.....	114
Tableau V. 20: Vérification de la condition de non fragilité de poutre principale.....	114
Tableau V. 21: Vérification des poutres principale (30x40) à l'ELS.....	115
Tableau V. 22: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principale.....	116
Tableau V. 23: Calcul des armatures transversales de poutre principale.....	116
Tableau V. 24: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche poutre principale.....	118
Tableau V. 25: Ferrailage des poutres secondaire situation durable.....	119
Tableau V. 26: Ferrailage des poutres secondaire situation accidentelle.....	119
Tableau V. 27: Choix des armatures pour les poutres secondaire 30x35.....	119
Tableau V. 28: Vérification de la condition de non fragilité de poutre secondaire.....	120
Tableau V. 29: Vérification des poutres secondaire (30x35) à l'ELS.....	120
Tableau V. 30: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaire.....	121
Tableau V. 31: Calcul des armatures transversales.....	122
Tableau V. 32 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche poutre secondaire.....	122
Tableau V. 33: Les groupes des voiles et leurs dimensions.....	125
Tableau V. 34: Les moments et les efforts du zone1.....	128
Tableau V. 35: Les moments et les efforts du zone2.....	128
Tableau V. 36: Les moments et les efforts du zone3.....	129
Tableau V. 37: Les moments et l'effort du zone4.....	129
Tableau V. 38: Ferrailage final voile v1x.....	131
Tableau V. 39 : Ferrailage final voile v2x.....	132
Tableau V. 40: Ferrailage final voile v3y.....	133
Tableau V. 41 : Ferrailage final voile v4x.....	134
Tableau V. 42: Ferrailage final voile v4y.....	134

Chapitre VI: calcul des éléments de l'infrastructure

Tableau VI. 1 : Caractéristique géométriques du radier.....	142
Tableau VI. 2 : Contraintes sous le radier à l'ELU.....	145
Tableau VI. 3 : Contraintes sous le radier à l'ELS.....	146
Tableau VI. 4 : Ferrailage des panneaux du radier.	148
Tableau VI. 5 : Vérifications des contraintes.....	150
Tableau VI. 6 : Ferrailage des nervures (sens x-x).	151
Tableau VI. 7 : Ferrailage des nervures (sens y-y).	151
Tableau VI. 8 : Vérification des contraintes à L'ELS.....	151
Tableau VI. 9 : Vérification des contraintes à l'ELS.	152
Tableau VI. 10 : Choix des armatures transversales.	153
Tableau VI. 11: Ferrailage du débord.	154
Tableau VI. 12: Vérification des contraintes du débord.	155
Tableau VI. 13 : Ferrailage du voile périphérique.	158
Tableau VI. 14: Vérifications des contraintes.....	160

Liste des figures

CHAPITRE I : présentation de l'ouvrage

Figure I. 1: Localisation de l'ouvrage.....	3
Figure I. 2:Schéma Plancher à corps creux.	5
Figure I. 3: Escalier à 2 volées.	6
Figure I. 4: Diagramme Contraintes -Déformations du béton.....	9
Figure I. 5: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.	9
Figure I. 6: Diagramme contrainte déformation d'acier.	10

CHAPITRE II: Pré Dimensionnement des éléments principaux.

Figure II. 1: Schéma Plancher à corps creux.....	12
Figure II. 2: Le panneau le plus sollicité.....	13
Figure II. 3: Schéma de la dalle.....	13
Figure II. 4: Portée du balcon.....	14
Figure II. 5 : Constitution d'un mur extérieure.	16
Figure II. 6: Section Réduite du Poteau Carré.	19
Figure II. 7: Section réduite du poteau central C-3.	21
Figure II. 8: Section réduit du poteau d'angle F-9.	24
Figure II. 9: Section réduit du poteau de rive F-8.	28

CHAPITRE III: calcul des éléments secondaire

Figure III. 1: L'acrotère.....	32
Figure III. 2:Modélisation de l'acrotère.	33
Figure III. 3:coupe horizontale d'un l'acrotère.	35
Figure III. 4: Ferrailage de l'acrotère.....	38
Figure III. 5: Coupe du plancher en corps creux.....	38
Figure III. 6: Dimensions De La Poutrelle.....	39
Figure III. 7: Les diffèrent type des poutrelles.....	40
Figure III. 8: poutrelle type 2.	44
Figure III. 9: poutrelle type 3.	49
Figure III. 10: poutrelle type 1.	50
Figure III. 11: ferrailage des poutrelles en travée et en appuis.	60
Figure III. 12: Eléments d'un escalier.....	61
Figure III. 13: Schéma statique d'escalier.....	61
Figure III. 14: Diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELU.....	64
Figure III. 15: Diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELS.	65

Figure III. 16: Ferrailage de l'escalier.....	70
Figure III. 17: schéma de ferrailage de la poutre palière.	75
Figure III. 18:Schéma statique de chargement du balcon.	77
Figure III. 19:Ferrailage de balcon.....	80

CHAPITRE IV: étude dynamique et sismique.

Figure IV. 1: Spectre de réponse.	87
Figure IV. 2: Vue en 3D du modèle initial.....	90
Figure IV. 3 : Vue en plan du modèle initial.....	90
Figure IV. 4 : Vue en 3D du modèle final.....	92
Figure IV. 5 : Vue en plan du modèle final.....	92

Chapitre V: Ferrailage des éléments résistant

Figure V. 1 : Les schémas de ferrailage des poteaux.	111
Figure V. 2 : Ferrailage des poutres principales du Terrasse.	118
Figure V. 3 : Ferrailage des poutres principales de l'Etage courant, RDC.	118
Figure V. 4: Arrêt des barres.	123
Figure V. 5 : Ferrailage des poutres secondaires du Terrasse.....	123
Figure V. 6 : Ferrailage des poutres secondaires de l'Etage courant, RDC.....	123
Figure V. 7: Disposition des voiles.	125
Figure V. 8: Les contraintes sur le voile.	130
Figure V. 9: Schéma de ferrailage de voile v3y.....	135

Chapitre VI: calcul des éléments de l'infrastructure

Figures VI. 1:Semelle isolée sous poteau.....	137
Figures VI. 2 : Chevauchement des semelles.....	138
Figures VI. 3 : Semelle filante.	139
Figures VI. 4 : Schéma statique de bâtiment.....	143
Figures VI. 5 : Contraintes sous le radier.....	145
Figures VI. 6 : Panneau de la dalle du radier.	147
Figures VI. 7: Schéma statique du débord.	154
Figures VI. 8: Schéma de ferrailage de dalle de radier.	155
Figures VI. 9: Schéma de ferrailage des nervures suivant x-x.....	156
Figures VI. 10: Schéma de ferrailage des nervures suivant y-y.....	156
Figures VI. 11:Evaluation des charges.....	157
Figures VI. 12: Poussées des terres.	157
Figures VI. 13: Schéma de ferrailage du voile périphérique suivant x-x et y-y	160

Liste des symboles

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.

φ : Angle de frottement.

C : Cohésion.

Q : Charge d'exploitation.

R : Force résultante.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V_0 : Effort tranchant a la base.

$E.L.U$: Etat limite ultime.

$E.L.S$: Etat limite service.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

S_t : Espacement.

λ : Elancement.

e : Epaisseur, Indice des vides.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible.

D : Fiche d'ancrage.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

I_p : Indice de plasticité.

I_c : Indice de consistance.

W : Teneur en eau, Poids total de la structure.

γ_d : Poids volumique sèche.

γ_h : Poids volumique humide.

γ_{sat} : Poids volumique saturé.

d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

P : Rayon moyen.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

K : Coefficient de raideur de sol.

δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

Y : Position de l'axe neutre.

M_i : Masse passive.

h_i : Niveau d'application de la masse passive.

M_o : Masse active.

h_o : Niveau d'application de la masse active.

Table des matières

Résumé

Remercîment

Dédicace

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Introduction général.....1

CHAPITRE I : présentation de l'ouvrage

I.1	Introduction.....	3
I.2	Présentation de l'ouvrage.....	3
I.2.1	Dimensions de l'ouvrage en élévation	4
I.2.2	Dimensions de l'ouvrage en plan	4
I.3	Conception de la structure.....	4
I.3.1	Planchers.....	4
I.3.1.1	Planchers corps creux	4
I.3.1.2	Planchers dalle pleine	5
I.3.2	Poteaux	5
I.3.3	Poutres	5
I.3.4	Classification du bâtiment	5
I.3.5	Maçonnerie	5
I.3.6	Revêtement	5

I.3.7	Escaliers et Ascenseurs.....	6
I.3.8	Caractéristique du sol	6
I.4	Caractéristiques des matériaux.....	6
I.4.1	Le Béton	6
I.4.1.1	Composition du béton.....	7
I.4.1.2	Résistances du béton.....	7
I.4.1.3	Module de déformation longitudinale	7
I.4.1.4	Coefficient de Poisson	8
I.4.1.5	Poids volumique	8
I.4.1.6	Les contraintes Limites.....	8
I.4.2	Acier	10
I.4.2.1	Module d'élasticité des aciers.....	10
I.4.2.2	Contrainte limite.....	10
I.4.2.3	Le coefficient d'équivalence	11
I.5	Conclusion	11

CHAPITRE II: Pré Dimensionnement des éléments principaux.

II.1	Introduction	12
II.2	Pré dimensionnement des planchers.....	12
II.2.1	Plancher à Corps Creux.....	12
II.2.2	Balcon (dalle pleine)	13
II.3	Pré dimensionnement des poutres	14
II.3.1	Poutres principales	14
II.3.2	Poutres secondaires	14
II.4	Pré dimensionnement des poteaux	15
II.4.1	Charges permanentes 3	15
II.4.1.1	Plancher terrasse (inaccessible).....	15

II.4.1.2	Plancher étage courant : (a usage d'habitation).....	16
II.4.1.3	Mur extérieur	16
II.4.1.4	Dalle pleine (balcon)	17
II.4.1.5	Dalle pleine sous-sols	17
II.4.2	Descente de charges	17
II.4.3	II.4.3. Loi de dégression.....	18
II.4.4	Calcul de la descente de charges	18
II.4.5	Dimensionnement des poteaux.....	19
II.4.5.1	Poteau central c-3	21
II.4.5.2	Poteau d'angle F-9.....	24
II.4.5.3	Poteau de rive F-8.....	28

CHAPITRE III: calcul des éléments secondaire

III.1	Acrotère.....	32
III.1.1	Evaluation des charges	32
III.1.2	Ferraillage de l'acrotère	33
III.1.2.1	Calcul de l'excentricité.....	34
III.1.2.2	Calcul du moment fictif M_f	34
III.1.2.3	Calcul des armatures.....	34
III.1.2.4	Vérification de la section d'acier.....	34
III.1.2.5	Armatures de répartitions	35
III.1.2.6	Vérification à L'ELS	35
III.1.2.7	Calcul du moment d'inertie	37
III.1.2.8	Vérification des contraintes	37
III.1.2.9	Vérification de l'effort tranchant.....	38
III.2	Etude des planchers.....	38
III.2.1	Introduction	38
III.2.2	Plancher en corps creux.....	38
III.2.2.1	Etude des poutrelles.....	39
III.2.2.1.1	Dimensions des poutrelles	39
III.2.2.1.2	Calcul des poutrelles.....	39
III.2.2.1.3	Méthode de calcul.....	40
III.2.2.1.4	Détermination des charges agissant sur les poutrelles.....	44

III.2.2.1.5	Calcul les moments et les efforts	44
III.2.2.1.6	Calcul les efforts tranchants.....	46
III.2.2.1.7	Calcul de ferrailage.....	53
III.2.2.1.8	Calcul de ferrailage Vérifications.....	55
III.3	Les escaliers	60
III.3.1	Introduction	60
III.3.2	Hypothèses de calcul.....	60
III.3.3	Eléments d'un escalier	60
III.3.4	Calcul des charges	63
III.3.5	Combinaison des charges	63
III.3.5.1	Détermination des efforts	63
III.3.5.2	Les diagrammes	64
III.3.5.2.1	Diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELU	64
III.3.5.2.2	Diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELS	:65
III.3.5.3	Calcul des armatures.....	66
III.3.5.4	Vérification	66
III.3.5.5	Ferrailage de l'escalier	70
III.4	Etude de la poutre paliere.....	71
III.4.1	Dimensionnement.....	71
III.4.2	Evaluation des charges	71
III.4.3	Caclul du ferrailage à ELU.....	72
III.4.4	Vérification a l'ELS	73
III.4.5	Vérification de la flèche	74
III.5	Etude des balcons.....	75
III.5.1	Introduction	75
III.5.2	Pré dimensionnement	75
III.5.2.1	Calcul des charges sollicitant le balcon	76
III.5.3	Moments fléchissant et efforts tranchants	77
III.5.4	Détermination du ferrailage de la dalle pleine balcon.....	78
III.5.4.1	Calcul des armatures longitudinales	78
III.5.4.2	Vérification au cisaillement.....	79
III.5.4.3	Vérification à l'ELS.....	79

III.5.4.4	Vérification des contraintes	79
III.5.4.5	Vérification de la flèche	80

CHAPITRE IV: étude dynamique et sismique.

IV.1	Introduction	81
IV.2	Etude dynamique	81
IV.2.1	Introduction	81
IV.2.2	Modélisation de la structure	81
IV.2.3	Étapes de modélisation.....	81
IV.2.4	Modélisation des éléments structuraux	82
IV.2.5	Modélisation de la masse	82
IV.2.6	Nombre de mode à prendre en compte.....	82
IV.2.7	L'analyse	82
IV.3	Stratégie du calcul sismique	83
IV.3.1	La méthode statique équivalente	83
IV.3.2	La méthode d'analyse modale spectrale.....	84
IV.3.3	Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes (temporelle).....	84
IV.4	Choix de la méthode calcul	84
IV.4.1.1	Analyse spectrale.....	85
IV.4.1.1.1	Méthode dynamique modale spectrale.....	85
IV.4.1.1.2	Spectre de réponse.....	85
IV.4.1.1.3	Importance de l'ouvrage (A3.2/RPA99/2003).....	86
IV.5	Résultat d'analyse dynamique du modèle	90
IV.5.1	Modèle initial	90
IV.5.2	Modèle final	92
IV.6	Conclusion.....	99

Chapitre V: Ferrailage des éléments résistant

V.1	Introduction	100
-----	--------------------	-----

V.2	Ferraillage des poteaux.....	100
V.2.1	Introduction.....	100
V.2.2	Combinaison d'action.....	100
V.2.3	Recommandation selon RPA99 version 2003.....	101
V.2.4	Recommandation selon les B.A.E.L modifiées 99.....	102
V.2.5	Méthode de calcul.....	102
V.2.6	Choix des armatures.....	105
V.2.7	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	105
V.2.8	Vérification de l'effort tranchant.....	107
V.2.8.1	Vérification de la contrainte de cisaillement.....	107
V.2.9	Ferraillage transversal des poteaux.....	108
V.2.10	Longueur de recouvrement.....	111
V.2.11	Schéma de ferraillage des poteaux.....	111
V.3	Ferraillage des poutres.....	112
V.3.1	Introduction :.....	112
V.3.2	Les combinaisons d'actions :.....	112
V.3.3	Recommandations des règlements BAEL et RPA99.....	112
V.3.4	Calcul du ferraillage.....	113
V.3.4.1	Sens principale :.....	113
V.3.5	Choix des armatures de poutre principale.....	114
V.3.6	Condition de non fragilité de poutre principale.....	114
V.3.7	Vérification vis à vis de l'ELS de poutre principale.....	115
V.3.8	Vérification de l'effort tranchant de poutre principale.....	115
V.3.8.1	Vérification de la contrainte de cisaillement.....	115
V.3.9	Calcul des armatures transversales de poutre principale.....	116
V.3.10	Vérification de la flèche de poutre principale.....	116
V.3.11	Schémas de ferraillage des poutres.....	118
V.3.11.1	Sens secondaire :.....	119
V.3.12	Choix des armatures de poutre secondaire.....	119
V.3.13	Condition de non fragilité de poutre secondaire.....	120
V.3.14	Vérification vis à vis de l'ELS de poutre secondaire.....	120
V.3.15	Vérification de l'effort tranchant de poutre secondaire.....	121

V.3.15.1	Vérification de la contrainte de cisaillement.....	121
V.3.16	Calcul des armatures transversales de poutre secondaire.....	121
V.3.17	Vérification de la flèche de poutre secondaire	122
V.3.18	Recouvrement des armatures longitudinales.....	122
V.3.19	Arrêt des barres	122
V.4	Ferraillage des voiles	124
V.4.1	Introduction.....	124
V.4.2	Armatures verticales	125
V.4.3	Armatures horizontales	126
V.4.4	Armatures transversales	127
V.4.4.1	Diamètre des armatures	127
V.4.5	Espacement	127
V.4.6	Vérification de cisaillement	128
V.4.7	Calcul de ferraillage	128
V.4.7.1	Déterminations des sollicitations.....	128
V.4.7.2	Armatures verticales	129
V.4.7.3	Armatures horizontales.....	131
V.4.7.3.1	Méthode de calcul des armatures horizontales :	131

Chapitre VI: calcul des éléments de l'infrastructure

VI.1	Introduction	136
VI.2	Classification des fondations	136
VI.3	Choix de type de fondation.....	137
VI.4	Calcul des fondations.....	137
VI.5	Choix de type de semelle.....	137
VI.5.1	Semelles isolées.....	137
VI.5.2	Semelles Filantes.....	138
VI.5.2.1	Hypothèse de Calcul	138
VI.5.3	Radier générale.....	139
VI.5.3.1	La surface de radier.....	139
VI.5.3.2	Pré dimensionnement de radier.....	140

VI.5.3.2.1 Dalle.....	140
VI.5.3.2.2 Nervures.....	141
VI.5.3.3 Caractéristique géométrique du radier	142
VI.5.4 Vérification Nécessaires.....	142
VI.5.4.1 Vérification de la stabilité du radier.....	142
VI.5.5 Vérification des contraintes sous le radier	144
VI.5.6 Ferrailage du radier	146
VI.5.6.1 Ferrailage de la dalle du radier.....	146
VI.5.6.1.1 Calcul des efforts :	147
VI.5.6.1.2 Calcul des moments :	147
VI.5.6.1.3 Ferrailage de la dalle :	148
VI.5.6.1.4 Vérification nécessaire :	149
VI.5.6.2 Ferrailage des nervures	150
VI.5.6.2.1 Calcul des efforts	150
VI.5.6.2.2 Calcul des armatures.....	150
VI.5.6.2.3 Vérifications nécessaires.....	151
VI.6 Armatures de peau	153
VI.6.1 Ferrailage du débord	153
VI.6.2 Calcul des efforts.....	154
VI.6.3 Calcul de ferrailage	154
VI.6.4 Vérification de la contrainte tangentielle du béton	155
VI.7 Schémas de ferrailage de radier nervure	155
VI.7.1 Ferrailage de la dalle de radier	155
VI.7.2 Ferrailage des nervures	156
VI.8 Etude du voile périphérique.....	156
VI.8.1 Introduction	156
VI.8.2 Pré dimensionnement	157
VI.8.3 Evaluation des charges	157
VI.8.4 Effort dans le voile périphérique.....	158
VI.8.5 Ferrailage du voile périphérique	158
VI.8.6 Condition exigée par les RPA99/version 2003 4	159
VI.8.7 Condition de non fragilité	159

VI.8.8	Vérification de l'effort tranchant.....	159
VI.8.9	Vérification a l'ELS	160
	Conclusion	161
	Référence bibliographique.....	162
	Annexe.....	163

Introduction générale

Aujourd'hui encore, les études d'ingénierie sont toujours en cours afin de trouver des solutions techniques aux problèmes de construction tels que tremblements de terre et la fragilité des sols, des constructeurs et des ingénieurs en génie civil sont censés investir tout leur savoir-faire dans l'étude et la conception des ouvrages. Continuent leurs recherches dans le domaine de la construction afin d'aboutir à des méthodes de calcul précises tout en tenant compte des différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité, assurer la durabilité et le confort.

Les constatations faites dans le monde après les séismes, ont montré que les structures à base de portiques doivent supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs. En revanche, il a été constaté que de nombreux bâtiments en béton armé à contreventement mixte ont bien résisté sans endommagement exagéré.

Pour cela tout ouvrage doit être réalisé conformément aux règlements parasismiques et les règlements en vigueur.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment (**R+10**) à usage multiple situé à Alger est contreventé par un système mixte (voiles-portiques) étant d'habitation qu'il est situé en **zone III**.

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Le travail est partagé en 6 chapitres en commençant par une introduction générale est :

- Le premier chapitre consiste en la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre sera consacré sur le pré-dimensionnement des éléments du bâtiment.
- Le troisième chapitre porte sur le calcul des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère.
- Le quatrième chapitre comporte l'étude dynamique en utilisant le logiciel ETAS20.
- Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETAS20 est l'objet du cinquième chapitre.

- Le sixième et dernier chapitre aborde l'étude de l'infrastructure.

En dernier une conclusion générale.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

Ce mémoire consiste à l'étude d'un bâtiment en béton armé composé d'un **RDC + 10 étages avec un sous-sol**, A usage d'habitation situé à la commune de **souidania** dans la wilaya **d'Alger** qui est classée comme zone de forte sismicité (**zone III**) selon les Règlements Parasismique Algérienne (**RPA 99 version2003**) [4].

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[4].
- Le BAEL91/99[2].

I.2 Présentation de l'ouvrage



Figure I. 1: Localisation de l'ouvrage.

Le bâtiment est composé :

- D'un RDC et 10 étages à usage d'habitations.
- un sous-sol qui sert de parking.
- Une terrasse inaccessible.

I.2.1 Dimensions de l'ouvrage en élévation

- Hauteur totale du bâtiment.....HT = 33,66m.
- Hauteur d'étage de sous-sol $H_{ss} = 3,06m$.
- Hauteur rez-de-chaussée $H_{Rdc} = 3,06m$.
- Hauteur de l'étage courant $H_e = 3,06 m$.

I.2.2 Dimensions de l'ouvrage en plan

- Longueur Total en plan (Y-Y)L = 20,2m.
- Largeur Total en plan(X-X)l = 35m.

I.3 Conception de la structure

I.3.1 Planchers

On va travailler par 2 types de planchers :

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

I.3.1.1 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).

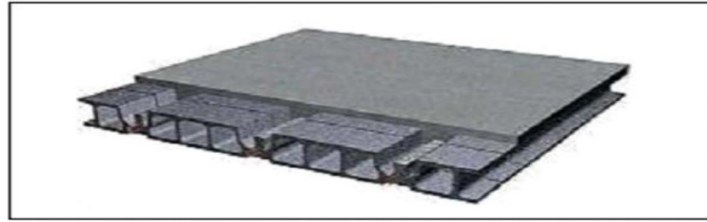


Figure I. 2:Schéma Plancher à corps creux.

I.3.1.2 Planchers dalle pleine

Pour certaines zones, j'ai choisi des dalles pleines en raison de leur forme régulière, ceci afin de minimiser le temps et le coût requis pour mettre en place des poutres spéciales dans ces zones.

I.3.2 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.3.3 Poutres

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :

- Poutres porteuse.
- Poutres non porteuse.

I.3.4 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.3.5 Maçonnerie

• Murs extérieurs : ils sont constitués d'une double cloison en brique creuse ($e= 15$ cm) avec l'âme d'aire de 5 cm.

• Murs intérieurs : ils sont constitués d'une simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.3.6 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.3.7 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.

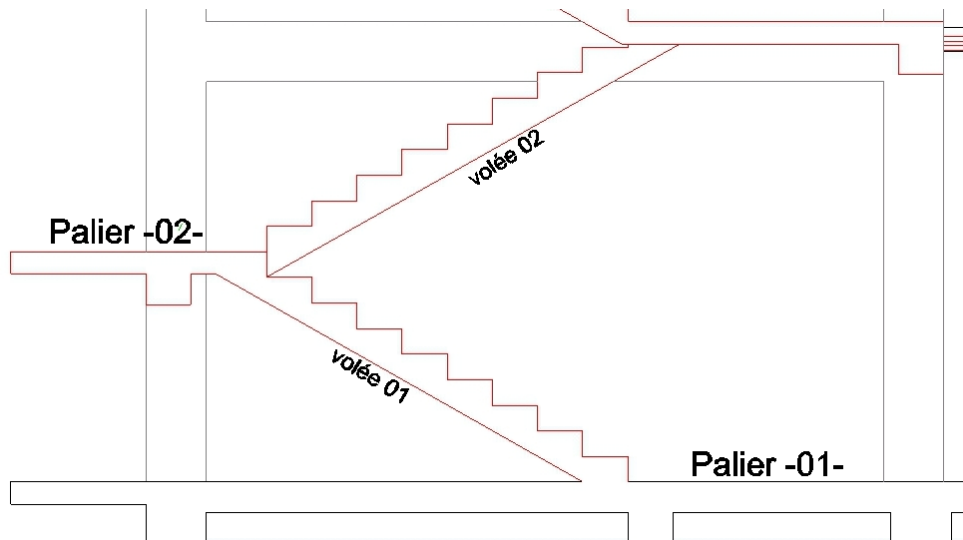


Figure I. 3: Escalier à 2 volées.

La conception d'un ascenseur est indispensable, vu la hauteur importante de ce bâtiment, pour faciliter le déplacement entre les différents étages. Elle comporte une cage d'ascenseur du **sous-sol** au **10^{ème} étages**.

I.3.8 Caractéristique du sol

La structure est implantée sur un sol meuble, de contrainte admissible de 2bars.

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[2]**.

I.4.1 Le Béton

Le béton est un matériau de construction qui résiste très bien à la compression il est très utilisé dans la réalisation des ouvrages.

I.4.1.1 Composition du béton

- Ciment.
- Granulats : Les granulats comprennent (Sables, graviers).
- Eau propre.

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).

I.4.1.2 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 et de hauteur 32 cm.

Résistance du béton à la traction

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

$$\text{-si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa} \dots\dots\dots f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad [1] \text{ CBA93}$$

$$\text{-si } f_{c28} > 60\text{Mpa} \dots\dots\dots f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3}$$

.Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$, nous obtenons $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$.

I.4.1.3 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 "Eij" [1] **CBA93** [1] **CBA93**

Pour des charges a courte durée : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{F_{cj}}$ → $E_{i 28} = 34179,557 \text{ MPA}$.

- Module de déformation longitudinale différée "Evj" [1] **CBA93**

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

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{F_{cj}} \quad \rightarrow E_{v 28} = 11496,76 \text{ MPA. [1] CBA93}$$

I.4.1.4 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).

I.4.1.5 Poids volumique

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

I.4.1.6 Les contraintes Limites

Les contraintes à l'Etat limite 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.

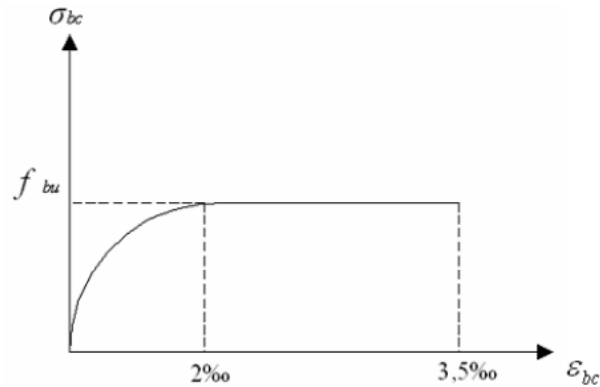


Figure I. 4: Diagramme Contraintes -Déformations du béton.

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

L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour les quels 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 :

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

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

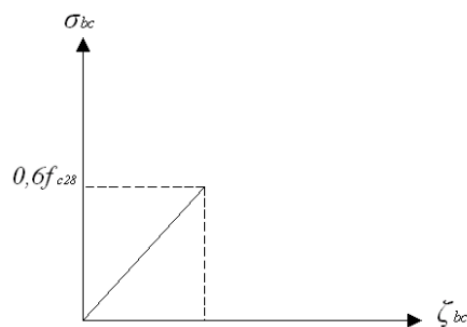


Figure I. 5: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

I.4.2 Acier

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction. Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Barres à haute adhérences (HA) : **FeE500**.
- Les limites lisses (R.L)
- Treillis soudés (T.S) : **Fe= 520 MPa**.

I.4.2.1 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.

$$E_s = 2,0 \times 10^5 \text{ MPa.}$$

I.4.2.2 Contrainte limite

Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

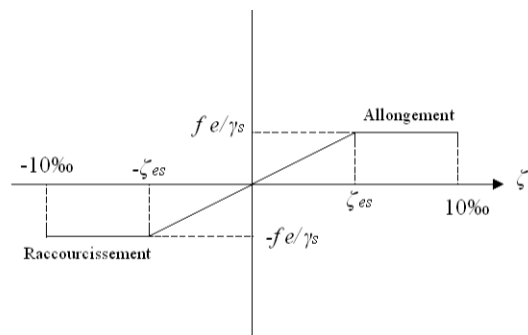


Figure I. 6: Diagramme contrainte déformation d'acier.

f_e : Contrainte limite élastique.

ζ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier. $\rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L}$.

σ_s : Contrainte de l'acier : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

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

Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{st}} = \xi = \min (2/3 f_e ; \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_t}))$.
- 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 : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$.

I.4.2.3 Le coefficient d'équivalence

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

- 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 **30MPa**, car l'importance de l'ouvrage.

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.

CHAPITRE II

Pré Dimensionnement des éléments principaux

II.1 Introduction

On s'intéresse dans cette partie au pré dimensionnement des éléments résistants qui est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience ; il sera fait selon le RPA99 version 2003[4] et le BAEL91 m99[2].

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.

II.2 Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des surfaces horizontales supportant des charges verticales également réparties ou concentrées, permanentes (poids des éléments) ou accidentelles (surcharges). Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

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

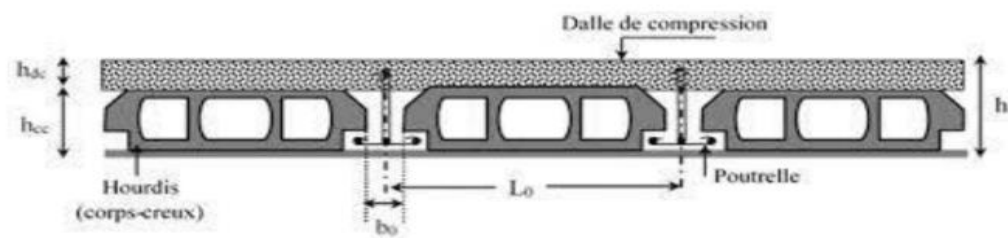


Figure II. 1: Schéma Plancher à corps creux.

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

$$t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{condition de la flèche}) \quad [4]$$

Avec :

- L : longueur maximal entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles
- t : hauteur totale planché

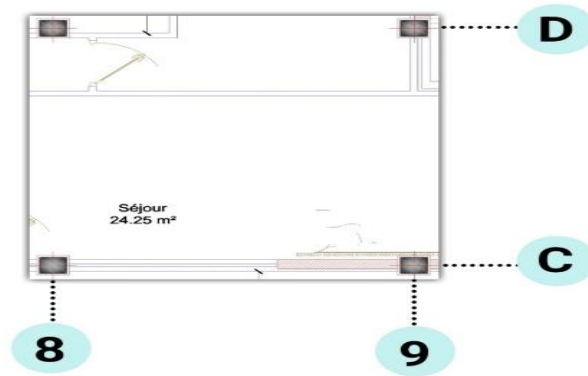


Figure II. 2: Le panneau le plus sollicité.

L'entre axe verticale est de : 4,90m

L'entre axe horizontale est de : 4,50 m

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

On aura alors :

$$L = 450 - 30 = 420 \text{ cm}$$

$$ht \geq \frac{420}{22,5} = 18,67 \text{ cm}$$

Conclusion

On prend : l'épaisseur de **16+5**

ht= 21 cm

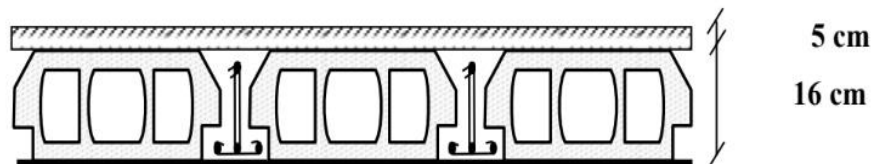


Figure II. 3: Schéma de la dalle.

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:

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

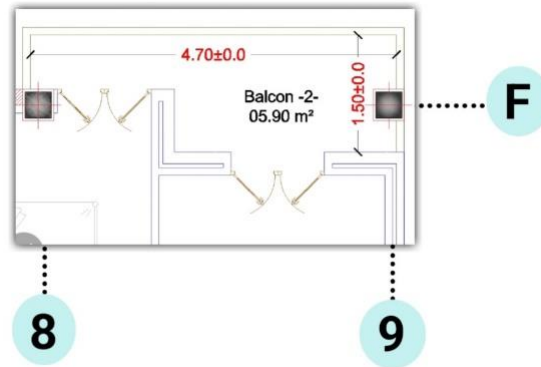


Figure II. 4: Portée du balcon.

L : c'est la portée libre du balcon.

Dans notre cas :

$$L_0 = 1,5 \text{ m}$$

$$e \geq \frac{1,5}{10} = 0,15 \text{ m} = 15 \text{ cm} \text{ on va prendre } e = 15 \text{ cm}$$

II.3 Pré dimensionnement des poutres

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

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

$$b \geq 20$$

$$h \geq 30$$

$$h/b \leq 4$$

II.3.1 Poutres principales

$$L = 490 - 30 = 460 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{460}{15}\right) \leq h \leq \left(\frac{460}{10}\right)$$

$$30,67 \text{ cm} \leq h \leq 46 \text{ cm}$$

On va prendre $h = 40 \text{ cm}$

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

On va prendre $b = 30 \text{ cm}$

II.3.2 Poutres secondaires

$$L = 450 \text{ cm (entre axe)}$$

$$L = 450 - 30 = 420 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{420}{15}\right) \leq h \leq \left(\frac{420}{10}\right) \quad 28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm}$$

On va prendre $h = 35 \text{ cm}$

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

On va prendre $b=30 \text{ cm}$

Tableau II. 1: Vérification selon le 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
$\frac{h}{b} \leq 4$	$\frac{h}{b} \leq 1,167$	$\frac{h}{b} \leq 1,167$	Vérifiée

Conclusion

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

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

II.4 Pré dimensionnement des poteaux

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

II.4.1 Charges permanentes [3]

II.4.1.1 Plancher terrasse (inaccessible)

Tableau II. 2: Charge de plancher terrasse.

Matière	Épaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Couche de gravier	5	17	0,85
2- multicouche d'étanchéité	2	6	0,12
3- Forme de pente	10	22	2,20
4- isolation thermique (liège)	4	4	0,16
5-dalle en corps creux (16+5)	21	14	2,94
6- enduit en plâtre	2	10	0,20
La charge permanente totale qu'on a est			G=6,47 KN/m ²
			Q=1KN/m ²

II.4.1.2 Plancher étage courant : (a usage d'habitation)

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

Matière	Épaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Dalle de sol	1	20	0,20
2- Mortier de pose	2	20	0,40
3- Lit de sable	3	18	0,54
4-Plancher à Corps-creux (16+5)	16+5	14	2,94
5- Enduit en plâtre			
6- Cloisonnement	2	10	0,20
	10	10	1,00
La charge permanente totale qu'on a est			G=5,28 KN/m ²
			Q=1,5 KN/m ²

II.4.1.3 Mur extérieur

Tableau II. 4 : Charge du mur extérieur.

Matière	Épaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- enduit de ciment	2	18	0,36
2- enduit de plâtre	2	10	0,20
3- brique creuse	10	/	0.90
4- brique creuse	15	/	1.30
5- vide d'air	/	/	/
La charge permanente totale qu'on a est			G=2,76 KN/m ²

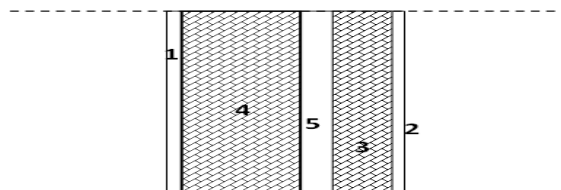


Figure II. 5 : Constitution d'un mur extérieure.

II.4.1.4 Dalle pleine (balcon)**Tableau II. 5:** Charge de la dalle pleine.

Matière	Épaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- DALLE DE SOL	1	20	0,20
2- Mortier de ciment	2	20	0,40
3- Plancher dalle pleine	15	25	3,75
4- enduit de ciment	1	18	0,18
La charge permanente totale qu'on a est			G=4,53 KN/m ²
			Q=3,5 KN/m ²

II.4.1.5 Dalle pleine sous-sols**Tableau II. 6:** Charge de la dalle pleine sous-sols (parking).

Matière	Épaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- chape en mortier de ciment	2	20	0,40
3- Plancher dalle pleine	15	25	3,75
4- enduit de ciment	1	18	0,18
La charge permanente totale qu'on a est			G=4,33 KN/m ²
			Q=2,5 KN/m ²

II.4.2 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.

II.4.3 II.4.3. Loi de dégression

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).

Tableau II. 7: Loi de dégression.

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (KN/m ²)
Terrasse	Q ₀	$\Sigma_0=Q_0$	1
9	Q ₁	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,50
8	Q ₂	$\Sigma_2=Q_0+Q_1+0,9Q_2$	3,85
7	Q ₃	$\Sigma_3=Q_0+Q_1+0,9Q_2+0,8Q_3$	5,05
6	Q ₄	$\Sigma_4=Q_0+Q_1+ 0,9Q_2+0,8Q_3+ 0,7Q_4$	6,10
5	Q ₅	$\Sigma_5=Q_0+Q_1+ 0,9Q_2+0,8Q_3+0,7Q_4+0,6Q_5$	7,00
4	Q ₆	$\Sigma_6=Q_0+Q_1+ 0,9Q_2+0,8Q_3+0,7Q_4+0,6Q_5+0,5Q_6)$	7,75
3	Q ₇	$\Sigma_7=Q_0+Q_1+ 0,9Q_2+0,8Q_3+0,7Q_4+0,6Q_5+0,5(Q_6+Q_7)$	8,5
2	Q ₈	$\Sigma_8=Q_0+Q_1+0,9Q_2+0,8Q_3+0,7Q_4+0,6Q_5+0,5(Q_6+...+Q_8)$	9,24
1	Q ₉	$\Sigma_8=Q_0+Q_1+0,9Q_2+0,8Q_3+0,7Q_4+0,6Q_5+0,5(Q_6+...+Q_9)$	10,05
RDC	Q ₁₀	$\Sigma_8=Q_0+Q_1+0,9Q_2+0,8Q_3+0,7Q_4+0,6Q_5+0,5(Q_6+...+Q_R)$	10,75
Sous Sol	Q ₁₁	$\Sigma_8=Q_0+Q_1+0,9Q_2+0,8Q_3+0,7Q_4+0,6Q_5+0,5(Q_6+...+Q_S)$	12,03

II.4.4 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

II.4.5 Dimensionnement des poteaux

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

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \quad [2]$$

Avec :

N_u : effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha=f(\lambda)$)

λ : élancement d'EULER ($\lambda = \frac{l_f}{i}$)

l_f : longueur de flambement

i = rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$

I : Moment d'inertie de la section $\left(I = \frac{hb^3}{12} \right)$.

B : Surface de la section du béton.

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable.

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$)..... 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.

Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [$Br = (a - 0,02) (b - 0,02)$] m².

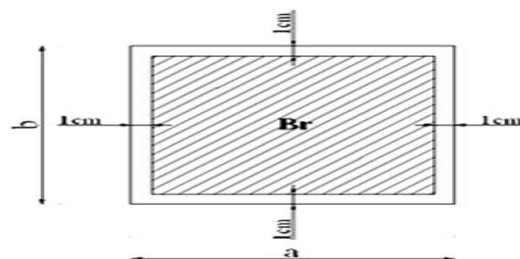


Figure II. 6: Section Réduite du Poteau Carré.

Selon le BAEL 91 modifié 99 [2]

$$0,2 \% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

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

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

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0,708$

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

$$Br \geq \frac{N_u}{\left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s}\right)} = 0,066 N_u \quad \text{Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a ; b) > 30cm \\ \min(a ; b) > \frac{h_e}{20} \end{array} \right.$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

Avec :

(a ; b) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

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

Vérification à l'ELS

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule suivante :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s}$$

Avec :

N_{ser} : effort normal à l'ELS (N_{ser}=N_G+N_Q),

B : section de béton du poteau,

A_s : section des armatures (A_s=1% B),

n : coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b}\right)$

σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6f_{c28} = 18 MPa$$

II.4.5.1 Poteau central c-3

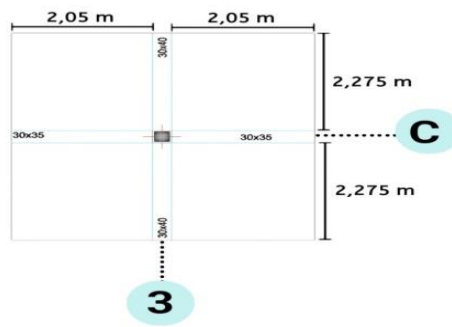


Figure II. 7: Section réduite du poteau central C-3.

Surface:

$$S = (2,1 \times 2,3) \times 4 = 19,32 \text{ m}^2$$

Calcul des différents poids**Poids des planchers**

- Poids du plancher terrasse = $6,47 \times 19,32 = 125,00 \text{ kN}$
- Poids du plancher courant = $5,28 \times 19,32 = 102,01 \text{ kN}$
- Poids du plancher RDC = $5,28 \times 19,32 = 102,01 \text{ kN}$
- Poids du plancher sous sol = $4,33 \times 19,32 = 83,66 \text{ kN}$

Poids des poutres

- Poutre principal = $4,5 \times (0,40 - 0,21) \times 0,30 \times 25 = 6,41 \text{ kN}$
 - Poutre secondaire = $4,1 \times (0,35 - 0,21) \times 0,30 \times 25 = 4,31 \text{ kN}$
- } P.P= 10,72 kN

Poids de poteau

- Poids de poteau RDC et Etage courant (3,06 m) = $(3,06 - 0,21) \times (0,30)^2 \times 25 = 11,40 \text{ kN}$
- Poids de poteau Sous sol (3,06 m) = $(3,06 - 0,15) \times (0,30)^2 \times 25 = 11,64 \text{ kN}$

Tableau II. 8: Calcul de la décente de charge de poteau central.

Etage	Niveau	Désignation des éléments	G (kN)	Q (kN)
Terrasse	N0	Poids du plancher terrasse	125,00	19,32
		Poids des poutres	10,72	
9 ^{eme} étage	N1	Venant de N0	135,72	48,3
		Poids du plancher étage courant		

		Poids des poutres	102,01	
		Poids de poteau	10,72	
			11,40	
8^{eme} étage	N2	Venant de N1	259,85	74,38
		Poids du plancher étage courant	102,01	
		Poids des poutres	10,72	
		P	11,40	
		Poids de poteau		
7^{eme} étage	N3	Venant de N2	383,98	97,57
		P	124,13	
6^{eme} étage	N4	Venant de N3	508,11	117,85
		P	124,13	
5^{eme} étage	N5	Venant de N4	632,24	135,24
		P	124,13	
4^{eme} étage	N6	Venant de N5	756,37	149,73
		P	124,13	
3^{eme} étage	N7	Venant de N6	880,5	164,22
		P	124,13	
2^{eme} étage	N8	Venant de N7	1004,63	178,52
		P	124,13	
1^{er} étage	N9	Venant de N8	1128,76	194,17
		P	124,13	
RDC	N _{RDC}	Venant de N9	1252,89	207,69
		P RDC	124,13	

		Venant de NRDC	1377,02	
S/SOL	$N_{s/sol1}$	Poids du plancher sous sol	80,11	232,42
		Poids des poutres	10,72	
		Poids de poteau sous sol	11,64	
Totale	Σ		1470,49	232,42

Exemple de calcul

Calcul du poteau du 9^{eme} étage

Pour le 9^{eme} étage on a : $N_{G9} = 259,85\text{kN}$; $N_{Q9} = 48,3\text{kN}$

$$N_{u9} = 1,35 N_{G9} + 1,5 N_{Q9} = 423,25 \text{ kN}$$

$$Br \geq 0,066 N_{u9} \rightarrow Br \geq 253,95 \text{ cm}^2$$

$$Br = (a - 2\text{cm}) (b - 2\text{cm}) \text{ on a : } a=b$$

$$\text{Donc } Br = (a - 2)^2 \rightarrow a = \sqrt{Br} + 2 = 17,94 \text{ cm}$$

Le choix : $a = b = 30 \text{ cm}$

Vérification de la section a L'ELS

$$N_{ser9} = N_{G9} + N_{Q9} = 308,15 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15 B} ; (B = a \times b)$$

$$\sigma_{ser} = 2,98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Choix et vérification des sections des poteaux centraux

Tableau II. 9 : Choix et vérification des sections des poteaux centraux.

Niveau	G	Q	ELU	ELS	Br	a=b	RPA	Choix	σ_{ser}	Observation
Terrasse	135,72	19,32	212,20	155,04	140,05	13,83	30 x 30	30	1,50	OK
9 ^{ème}	259,85	48,3	423,25	308,15	279,34	18,71	30 x 30	30	2,98	OK
8 ^{ème}	383,98	74,38	629,94	458,36	415,76	22,39	30 x 30	30	4,43	OK
7 ^{ème}	508,11	97,57	832,30	605,68	549,32	25,44	30 x 30	30	5,85	OK
6 ^{ème}	632,24	117,85	1030,30	750,09	680,00	28,08	30 x 30	30	7,25	OK
5 ^{ème}	756,37	135,24	1223,96	891,61	807,81	30,42	30 x 30	35	8,61	OK
4 ^{ème}	880,5	149,73	1413,27	1030,23	932,76	32,54	30 x 30	35	7,31	OK
3 ^{ème}	1004,63	164,22	1602,58	1168,85	1057,70	34,52	30 x 30	40	6,35	OK
2 ^{ème}	1128,76	178,52	1791,61	1307,28	1182,46	36,39	30 x 30	40	7,10	OK
1 ^{er}	1252,89	194,17	1982,66	1447,06	1308,55	38,17	30 x 30	40	7,86	OK
RDC	1377,02	207,69	2170,51	1584,71	1432,54	39,85	30 x 30	45	6,80	OK
S/Sol	1470,49	232,42	2333,79	1702,91	1540,30	41,25	30 x 30	45	7,31	OK

II.4.5.2 Poteau d'angle F-9

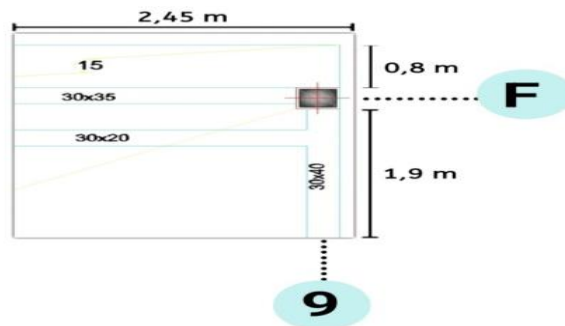


Figure II. 8: Section réduit du poteau d'angle F-9.

Surface

$$S_1 = 2,15 \times 2,00 = 4,3 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2,45 \times 0,8 = 1,96 \text{ m}^2$$

Calcul des différents poids

Poids des planchers

- Poids du plancher terrasse = $6,47 \times 4,3 + 4,53 \times 1,96 = 36,70 \text{ kN}$
- Poids du plancher courant = $5,28 \times 4,3 + 4,53 \times 1,96 = 31,58 \text{ kN}$
- Poids du plancher RDC = $5,28 \times 4,3 + 4,53 \times 1,96 = 31,58 \text{ kN}$
- Poids du plancher sous sol = $4,33 \times 4,3 = 18,62 \text{ kN}$

Poids des poutres

- Poutre principal = $1,9 \times (0,40 - 0,21) \times 0,30 \times 25 = 2,71 \text{ kN}$
 - Poutre secondaire = $2,05 \times (0,35 - 0,21) \times 0,30 \times 25 = 2,15 \text{ kN}$
- } PP= 4,86

Poids de poteau

- Poids de poteau étage courant (3,06 m) = $(3,06 - 0,21) \times (0,30)^2 \times 25 = 11,4 \text{ kN}$
- Poids de poteau Sous-sol (3,06 m) = $(2,72 - 0,15) \times (0,30)^2 \times 25 = 11,64 \text{ kN}$

Poids de l'acrotère

- Poids acrotère = $5,55 \times 4,185 = 10,32 \text{ kN}$

Poids des murs extérieurs

- Poids mur extérieure étage courant :
 $((3,06 - 0,35) \times 2,05 + 1,9 \times (3,06 - 0,40) - 2,66) \times 2,76 = 21,93 \text{ kN}$
- Poids mur extérieure RDC :
 $21,93 + 3,25 \times 2,76 = 30,9 \text{ kN}$

Tableau II. 10: Calcul de la décente de charge de poteau central.

Etage	Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
Terrasse	N0	Poids du plancher terrasse	36,70	11,16
		Poids des poutres	4,86	
		Acrotère	10,32	
9 ^{eme} étage	N1	Venant de N0	51,88	17,61
		Poids du plancher étage courant	31,58	
		Poids des poutres P	4,86	
		Poids de poteau	11,40	
		Poids mur extérieure	21,93	

8^{eme} étage	N2	Venant de N1	121,65	23,42
		P	69,77	
7^{eme} étage	N3	Venant de N2	191,42	28,58
		P	69,77	
6^{eme} étage	N4	Venant de N3	261,19	33,09
		P	69,77	
5^{eme} étage	N5	Venant de N4	330,96	36,96
		P	69,77	
4^{eme} étage	N6	Venant de N5	400,73	40,19
		P	69,77	
3^{eme} étage	N7	Venant de N6	470,5	43,41
		P	69,77	
2^{eme} étage	N8	Venant de N7	540,27	46,59
		P	69,77	
1^{er} étage	N9	Venant de N8	610,04	50,08
		P	69,77	
RDC	N _{RDC}	Venant de N9	679,81	53,09
		Poids du plancher RDC	31,58	
		Poids des poutres	4,86	
		Poids de poteau	11,4	
		Poids mur extérieure RDC	30,9	
S/SOL	N _{s/sol}	Venant de N _{RDC}	758,55	58,59
		Poids du plancher sous sol	18,62	

		Poids des poutres	4,86	
		Poids de poteau	11,64	
Totale	Σ		793,67	58,59

Choix et vérification des sections des poteaux d'angles

Tableau II. 11: Choix et vérification des sections des poteaux d'angles.

Niveau	G	Q	ELU	ELS	Br	a=b	RPA	choix	σ_{ser}	obs
terrasse	51,88	11,16	86,78	63,04	57,27	9,57	30x30	30	0,61	OK
9 ^{ème}	121,65	17,61	190,64	139,26	125,82	13,22	30 x 30	30	1,35	OK
8 ^{ème}	191,42	23,42	293,55	214,84	193,74	15,52	30 x 30	30	2,08	OK
7 ^{ème}	261,19	28,58	395,48	289,77	261,01	18,16	30 x 30	30	2,80	OK
6 ^{ème}	330,96	33,09	496,43	364,05	327,64	20,10	30 x 30	30	3,52	OK
5 ^{ème}	400,73	36,96	596,43	437,69	393,64	21,84	30 x 30	30	4,23	OK
4 ^{ème}	470,5	40,19	695,46	510,69	459,00	23,42	30 x 30	30	4,93	OK
3 ^{ème}	540,27	43,41	794,48	583,68	524,36	24,90	30 x 30	30	5,64	OK
2 ^{ème}	610,04	46,59	893,44	656,63	589,67	26,28	30 x 30	30	6,34	OK
1 ^{er}	679,81	50,08	992,86	729,89	655,29	27,60	30 x 30	30	7,05	OK
RDC	758,55	53,09	1103,68	811,64	728,43	28,99	30 x 30	30	7,84	OK
S/Sol	793,67	58,59	1159,34	852,26	765,16	29,66	30 x 30	35	6,05	OK

II.4.5.3 Poteau de rive F-8

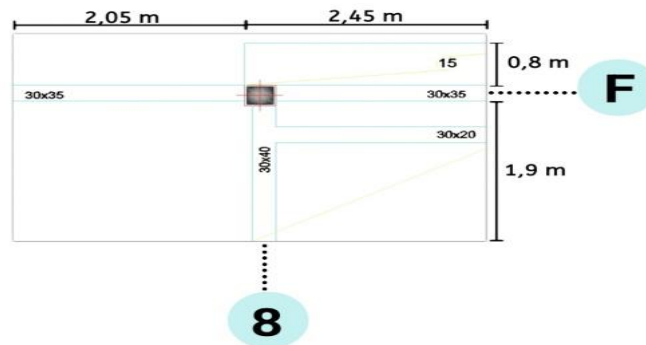


Figure II. 9: Section réduit du poteau de rive F-8.

Calcul des différents poids**Surface**

$$S_1 = 4,5 \times 2 = 9 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2,45 \times 0,8 = 1,96 \text{ m}^2$$

Poids des planchers

- Poids du plancher terrasse = $6,47 \times 9 + 4,53 \times 1,96 = 67,11 \text{ kN}$
- Poids du plancher courant = $5,28 \times 9 + 4,53 \times 1,96 = 56,4 \text{ kN}$
- Poids du plancher RDC = $5,28 \times 9 + 4,53 \times 1,96 = 56,4 \text{ kN}$
- Poids du plancher sous sol = $4,33 \times 9 = 38,97 \text{ kN}$

Poids des poutres

- Poutre principal = $1,90 \times (0,40 - 0,21) \times 0,30 \times 25 = 2,71 \text{ kN}$
 - Poutre secondaire = $4,10 \times (0,35 - 0,21) \times 0,30 \times 25 = 4,31 \text{ kN}$
- } PP=7,02 kN

Poids de poteau

- Poids de poteau RDC et Etage courant (3,06 m) = $(3,06 - 0,21) \times (0,40)^2 \times 25 = 11,40 \text{ kN}$
- Poids de poteau Sous-sol (3,06 m) = $(3,06 - 0,15) \times (0,40)^2 \times 25 = 11,64 \text{ kN}$

Poids de l'acrotère

- Poids acrotère = $1,86 \times 5,3 = 9,86 \text{ kN}$

Poids des murs

- Poids mur extérieure étage courant :
 $((3,06 - 0,35) \times 2,75 + (3,06 - 0,4) \times 1,1 + 0,7 \times (3,06 - 0,2)) \times 2,76 = 34,17 \text{ kN}$
- Poids mur extérieure RDC :
 $28,64 + 2,85 \times 2,76 = 36,51 \text{ kN}$

Tableau II. 12: Calcul de la décente de charge du poteau de rive.

Étage	Niveau	Désignation des éléments	G (kN)	Q (kN)
Terrasse	N0	Poids du plancher terrasse	67,11	15,86
		Poids des poutres	7,02	
		Acrotère	9,86	
9 ^{eme} étage	N1	Venant de N0	83,99	29,36
		Poids du plancher étage courant	56,4	
		Poids des poutres	7,02	
		Poids de poteau	11,4	
		Poids mur extérieure	34,17	
8 ^{eme} étage	N2	Venant de N1	192,98	41,51
		P	118,72	
7 ^{eme} étage	N3	Venant de N2	301,97	52,31
		P	118,72	
6 ^{eme} étage	N4	Venant de N3	410,96	61,76
		P	118,72	
5 ^{eme} étage	N5	Venant de N4	519,95	69,86
		P	118,72	
4 ^{eme} étage	N6	Venant de N5	628,94	76,61
		P	118,72	
3 ^{eme} étage	N7	Venant de N6	737,93	83,36
		P	118,72	
2 ^{eme} étage	N8	Venant de N7	846,92	90,02
		P	118,72	

1^{er} étage	N9	Venant de N8	955,91	97,31
		P	118,72	
RDC	N _{RDC}	Venant de N9	1064,9	103,71
		Poids du plancher RDC	56,4	
		Poids des poutres	7,02	
		Poids de poteau	11,40	
		Poids mur extérieure RDC	36,51	
S/SOL	N _{s/sol}	Venant de N _{RDC}	1176,23	115,13
		Poids du plancher sous sol	38,97	
		Poids des poutres	7,02	
		Poids de poteau	11,64	
totale	Σ		1233,86	115,13

Tableau II. 13: Choix et vérification des sections des poteaux de rive.

Niveau	G	Q	ELU	ELS	Br	a=b	RP A	Choi x	σ_{ser}	observatio n
terrass e	83.99	15.86	137.18	99.85	90.54	11.5 2	30 x 30	30	0.96	OK
9^{ème}	192.98	29.36	304.56	222.34	201.01	16.1 8	30 x 30	30	2.15	OK
8^{ème}	301.97	41.51	469.92	343.48	310.15	19.6 1	30 x 30	30	3.32	OK
7^{ème}	410.96	52.31	633.26	463.27	417.95	22.4 4	30 x 30	30	4.48	OK
6^{ème}	519.95	61.76	794.57	581.71	524.42	24.9 0	30 x 30	30	5.62	OK
5^{ème}	628.94	69.86	953.86	698.80	629.55	27.0 9	30 x 30	30	6.75	OK
4^{ème}	737.93	76.61	1111.12	814.54	733.34	29.0 8	30 x 30	30	7.87	OK

3^{ème}	846.92	83.36	1268.38	930.28	837.13	30.9 3	30 x 30	35	8.99	OK
2^{ème}	955.91	90.02	1425.51	1045.9 3	940.84	32.6 7	30 x 30	35	7.42	OK
1^{er}	1064.9	97.31	1583.58	1162.2 1	1045.1 6	34.3 3	30 x 30	40	8.25	OK
RDC	1176.2 3	103.71	1743.48	1279.9 4	1150.6 9	35.9 2	30 x 30	40	9.09	OK
S/Sol	1233.8 6	115.13	1838.41	1348.9 9	1213.3 5	36.8 3	30 x 30	40	7.33	OK

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaire

III.1 Acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse qui forme une paroi contre toute chute, elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS

III.1.1 Evaluation des charges

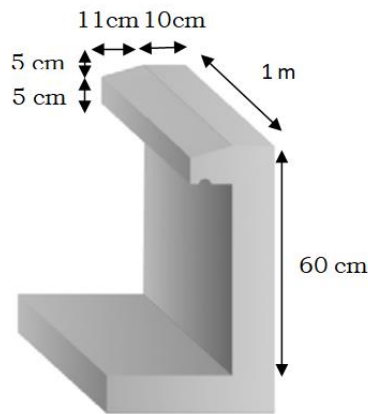


Figure III. 1: L'acrotère.

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,1) + \frac{(0,05 \times 0,1)}{2} = 0,0675 \text{ m}^2$$

$$G1 = 0,0675 \times 25 = 1,69 \text{ KN/m}^2$$

$$G2 \text{ (poids de revêtements)} = 18 \times 0,01 \times (0,6+0,1+0,11+0,1+0,05) = 0,17 \text{ KN/m}^2$$

$$G1+G2 = 1,69 + 0,17 = 1,86 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 1,86 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=1 \text{ KN/m}^2$$

- Charges permanentes : Le poids total de l'acrotère $G=1.86 \text{ kN/m}$
- Charge d'exploitation : $Q=1,0 \text{ KN/m}$

• L'action des forces horizontales Q_h ;(F_p) : D'après RPA 99 version 2003, les forces horizontales de calcul F_p sont calculées suivant la formule : $F_p = 4A.CP.WP$ [4]

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone (Pour la zone III et le groupe d'usage 2 [$A=0,25$]). [4]

C_p : Facteur de la force horizontale [$C_p = 0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère [$W_p = 1.86$ kN].

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1.86 = 1,488 \text{ kN}$$

$$Q = \max \{ 1,5Q ; F_p \}$$

$$1.5Q = 1,50 \text{ kN} \Rightarrow Q \cdot h = 1,5 \text{ kN}$$

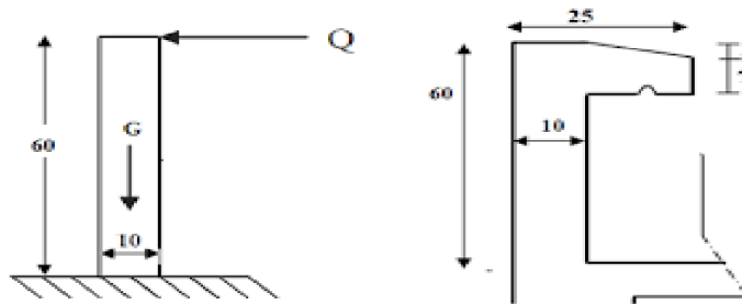


Figure III. 2: Modélisation de l'acrotère.

Tableau III. 1 : Les efforts et le moment de l'acrotère à L'ELU.

E.LU		
Effort normal de compression	$N_u = 1,35W_p$	$N_u = 2,51 \text{ KN}$
Effort tranchant	$V_u = 1,5Q$	$V_u = 2,25 \text{ KN}$
Moment fléchissant	$M_u = 1,5hQ$	$M_u = 1,35 \text{ KN.m}$

Tableau III. 2: Les efforts et le moment de l'acrotère à L'ELS.

E.LS		
Effort normal de compression	$N_s = W_p$	$N_s = 1,86 \text{ KN}$
Effort tranchant	$V_s = Q$	$V_s = 1,5 \text{ KN}$
Moment fléchissant	$M_s = hQ$	$M_s = 0,9 \text{ KN.m}$

III.1.2 Ferrailage de l'acrotère

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $d = 0,9 h = 9 \text{ cm}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$; $c=c'=2 \text{ cm}$;

$F_e = 500 \text{ Mpa}$.

III.1.2.1 Calcul de l'excentricité

- L'excentricité de 1^{er} ordre : $e_1 = \frac{Mu}{Nu}$ $e_1 = \frac{1,35}{2,51}$ **$e_1 = 0,54 \text{ m}$**
- L'excentricité additionnelle : $e_a = \text{Max} \left(2 \text{ cm}, \frac{l}{20} \right) = 2 \text{ cm}$ **$e_a = 2 \text{ cm}$**
- L'excentricité de 2^{eme} ordre : $e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi)$

$$lf = 2l = 1,2 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{Mu}{1,5Ms} \right)$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{1,35}{1,35} \right) = 0$$

$$\Rightarrow e_2 = 0,00144 \text{ m}$$

$$e_o = e_1 + e_a + e_2 = 0,56 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_o = 0,56 \text{ m} \\ \frac{h_o}{2} - c' = \frac{12}{2} - 2 = 0,04 \text{ m} \end{array} \right. \longrightarrow e_o > \left(\frac{h_o}{2} - c' \right) \longrightarrow \text{La section partiellement comprimée.}$$

III.1.2.2 Calcul du moment fictif M_f

$$M_f = Mu + Nu \left(\frac{h_o}{2} - c' \right) = 1,35 + 2,51(0,04)$$

$$\mathbf{M_f = 1,45 \text{ KN.m}}$$

III.1.2.3 Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{1,45 \cdot 10^3}{100 \cdot 8^2 \cdot 17} = 0,013 < \mu_R$$

$A_s = 0 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\bullet \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,016$$

$$\bullet Z = d(1 - 0,4\alpha) = 134,14 \text{ mm}$$

$$\bullet A_s = \frac{M_f}{z \sigma_s} = \frac{1,45 \cdot 10^6}{134,14 \cdot \frac{500}{1,15}} \quad A_s = 0,25 \text{ cm}^2$$

III.1.2.4 Vérification de la section d'acier

Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1) [2]

$$A_{min} = 0,23bd * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + (0,06f_{c28}) = 0,6 + (0,06 * 30) = 2,4 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,99\text{cm}^2$$

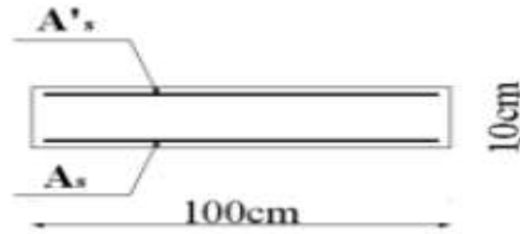


Figure III. 3: coupe horizontale d'un l'acrotère.

$A_{min} = 0,99\text{cm}^2 > A_s = 0,250 \text{ cm}^2$ — la condition de non fragilité n'est pas vérifiée, donc on prend :

$$A = A_{min} = 0,99\text{cm}^2$$

Soit A adopté = $2,01\text{cm}^2$ avec 4T8

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

L'espacement des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

$$S \leq \min[2h, 25\text{cm}] = \min[24, 25]$$

On prend un espacement $S_t = 20\text{cm}$

III.1.2.5 Armatures de répartitions

La section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r \geq \frac{2,01}{4} = 0,5\text{cm}^2$$

On a choisi **4T8** avec un espacement **S= 15 cm**.

III.1.2.6 Vérification à L'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier :

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

$$\bullet \sigma_s < \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} * f_e = 333,333 \\ \max \left\{ \frac{240MPa}{110\sqrt{1,6 * ft28}} \right\} \end{array} \right. \longrightarrow \bar{\sigma}_s = 240MPa$$

$$e_o = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,9}{1,86} = 0,48m = 48 \text{ cm}$$

On a : $e_o > \frac{h}{2} - c'$ → La section est partiellement comprimée (SPC).

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

$$C = d - e_a$$

Avec :

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = \frac{0,9}{1,86} + \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,52m = 52cm$$

D'après le «BAEL 91 modifié 99 » [2], on doit donc résoudre l'équation suivante

$$yc^3 + pyc + q = 0$$

yc : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n=15 \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} p = -3(-43)^2 + 6 * 15(-43 - 2) \frac{2,01}{100} + 6 * 15(-43 - 2) \frac{2,01}{100} = -5384,19 \\ q = -2(-43)^3 - 6 * 15(-43 - 2)^2 \frac{2,01}{100} - 6 * 15(-43 - 2)^2 \frac{2,01}{100} = 149865,05 \end{array} \right.$$

Donc l'équation de 3ème degré devient $yc^3 - 5750,31yc + 149865,05 = 0$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par

- $\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -57,09 \times 10^7$
- $\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,892925 \longrightarrow \varphi = 153,24^\circ$
- $a = \sqrt[2]{\frac{-p}{3}} = 43,78$

- $y_1 = \text{acos}\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -43,25\text{cm}$
- $y_2 = \text{acos}\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 27,50\text{cm}$
- $y_3 = \text{acos}\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 15,75\text{cm}$

La solution qui convient est : $y_c=55\text{cm}$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d \longrightarrow 0 < y_{ser} = 55 - 43 = 12\text{cm} > 9\text{cm}$

Donc $\begin{cases} y_c=55\text{m} \\ Y_{ser}=12\text{cm} \end{cases}$

III.1.2.7 Calcul du moment d’inertie

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[As(d - y_{ser})^2 + As'(y_{ser} - c')^2] \quad ; n=15$$

$$I = \frac{100}{3} (12)^3 + 15[2,51(9 - 12)^2 + 0(12 - 2)^2] = 57938,85\text{cm}^4$$

III.1.2.8 Vérification des contraintes

Contrainte du béton

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 18\text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{1,86 * 10^3 * 55 * 10}{57938,85 * 10^4}\right) 120 = 0,21\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Contraintes de l’acier

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma}_s \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (y_{ser} - c') \leq \overline{\sigma}_s \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{n * f_{tj}})\right) = 250\text{MPa} \dots \dots (n=1,6 \text{ pour les acier HA})$$

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{1,86 * 10^3}{57938,85 * 10^4} 550\right) (90 - 120) = -0,794 \text{MPa}$$

$$\sigma'_s = 15 \left(\frac{1,86 * 10^3}{57938,85 * 10^4} 550\right) (120 - 20) = 2,65 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = -0,794 \text{MPa} < \overline{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$\sigma_s' = 2,65 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$

III.1.2.9 Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{Tu}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \text{Min}\{0,1fc28; 4\text{MPa}\} = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,25 \cdot 10^3}{90 \cdot 10^3} = 0025 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

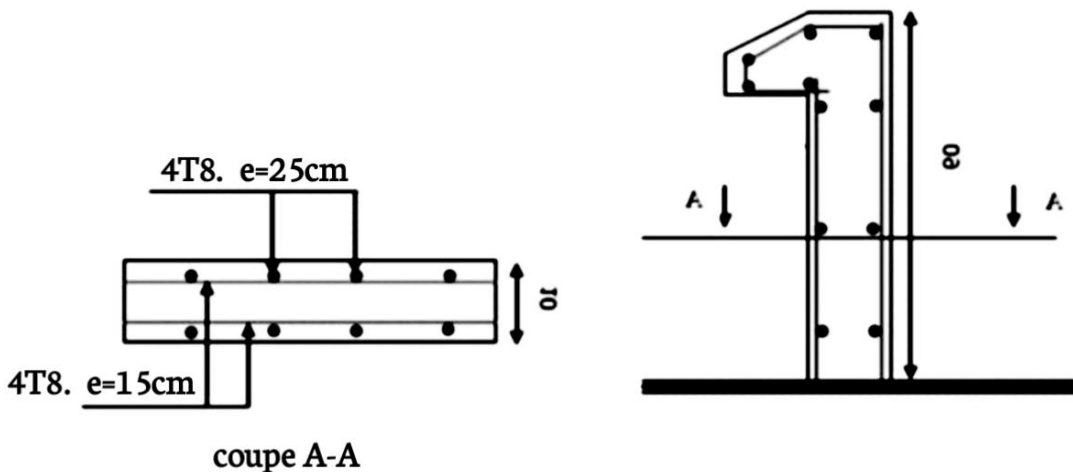


Figure III. 4: Ferrailage de l'acrotère.

III.2 Etude des planchers

III.2.1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons étudier et calculer des éléments secondaires de notre ouvrage (élément non structuraux), qui ne font pas partie du système de contreventement. Le calcul se fera conformément aux règles **BAEL (99 /modifier 90)** [2], **RPA 2003**[4]. Ces éléments sont : plancher, balcon, acrotère et les escaliers.

III.2.2 Plancher en corps creux

Ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

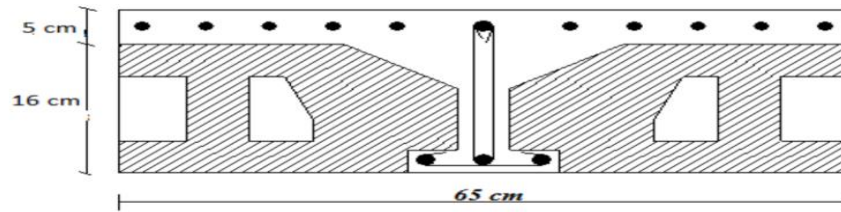


Figure III. 5: Coupe du plancher en corps creux.

III.2.2.1 Étude des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

III.2.2.1.1 Dimensions des poutrelles

Les poutrelles forment avec la dalle une section en 'T', la hauteur de la nervure est égale à la hauteur de la planche. $ht = 21$ cm; avec $h_0 = 5$ cm; $h = 16$ cm

On a: $b_0 = 12$ cm, $b = 65$ cm

$$c = \frac{b - b_0}{2} \quad c = \frac{65 - 12}{2} \quad c = 26,5 \text{ cm}$$

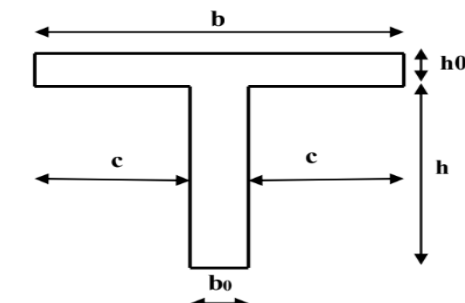


Figure III. 6: Dimensions De La Poutrelle.

III.2.2.1.2 Calcul des poutrelles

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression.
- 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression.

Avant le coulage de la table de compression

Evaluation des charges et surcharges

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

Son poids propre, Poids du corps creux, Surcharge due à l'ouvrier $Q=1\text{kN/m}^2$

Avec la longueur de plus grand travée $L= 4,5 \text{ m}$

Charges permanentes

Tableau III. 3: Charge permanentes.

Matière	Épaisseur (m)	G(KN/m ³)	ρ (KN/ml)
Poids propre de la poutrelle	0,12	0,05	25
Poids du corps creux	0,65	0,16	14
			G=1,606 KN/ml

Charges d'exploitation

$$Q=1 \times 0.65 \longrightarrow Q=0.65 \text{ kN/ml}$$

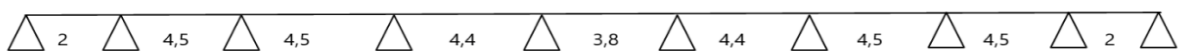
Combinaison des charges

$$\text{ELU : } q_u=1,35G+1,5Q=3.14\text{kN/ml}$$

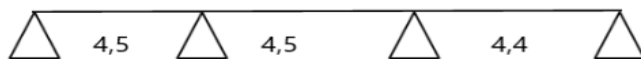
$$\text{ELS : } q_{ser}=G+Q=2.256\text{kN/ml}$$

Schéma statique des poutrelles

Type 1 : poutrelle de 9 travées



Type2 : poutrelle de 3 travées



Type3 : poutrelle de 2 travées



Figure III. 7: Les diffèrent type des poutrelles.

III.2.2.1.3 Méthode de calcul

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé pour calculer les moments : la méthode forfaitaire, méthode de **Caquot** et la méthode de **RDM**.

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

Méthode forfaitaire

- Il faut que le plancher soit à surcharge modérée : $Q \leq \text{Max}\{2G; 5Kn/m^2\}$
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

- La fissuration est non préjudiciable.
- Dans le cas où l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on applique **la méthode de Caquot**

Méthode de CAQUOT

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

- Moment sur appuis

$$M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} \rightarrow \text{Appuis intermédiaire}$$

- Moment en travée

$$(M_t) = M_o + \frac{(M_w + M_e)}{2}$$

Avec : $M_o = \frac{ql^2}{8}$

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré ;

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives «l'w»à gauche et «l'e» à droite, avec :

- $l' = l$pour une travée de rive
- $l' = 0,8l$pour une travée intermédiaire

Où «l» représente la portée de la travée libre

Effort tranchant

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré

T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

La vérification de la méthode forfaitaire

1/ $Q=1$ (terrasse inaccessible) < max (2× 6.47 et 5) = 12,94 KN/m2 **Vérifiée**

$Q=1,5$ (étage courant habitation) < max (2× 5.28 et 5) = 10,56 KN/m2 **Vérifiée**

2/ les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « I = constante ».

3/

Type 1 :

Tableau III. 4: Vérification de condition (type 1).

Portée (m)	2	4,5	4,5	4,4	3,8	4,4	4,5	4,5	2
$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$	0,4	1	1,02	1,15	0,86	0,97	1	2,25	

Type 2 :

Tableau III. 5 : Vérification de condition (type 2).

Portée (m)	4,5	4,5	4,4
$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$	1	1,02	

Type 3 :

Tableau III. 6 : Vérification de condition (type 3).

Portée (m)	4,5	4,5
$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$	1	

4/ La fissuration est non préjudiciable.

Remarque

La méthode forfaitaire [4] applicable dans type 2 et 3 et n'est pas applicable dans type 1.

La condition $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ n'est pas vérifiée, donc on va utiliser «la méthode des trois moments ».

Pour type 2 et 3 toutes les conditions vérifier Alors la méthode est applicable.

- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$ avec $\alpha =$ le rapport des charges $0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$

- Le moment isostatique $M_o = \frac{ql^2}{8}$

- Les moments en travées : doit satisfaire les inégalités suivantes :

Pour les travées de rive : le max entre :

$$M_t \geq \text{Max}(1,05M_o, (1 + 0,3\alpha)M_o) - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_o$$

Pour les travées intermédiaires : le max entre :

$$M_t \geq \text{Max}(1,05M_0, (1 + 0,3\alpha)M_0) - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

La valeur de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- ✓ 0,6M₀ pour une poutre à 2 travées
- ✓ 0,5M₀ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 Travée
- ✓ 0,4 M₀ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées

III.2.2.1.4 Détermination des charges agissant sur les poutrelles

ELU → q_u: 1,35G + 1,5Q → p_u=0,65 × q_u

ELS → q_s: G + Q → p_s=0,65 × q_s

Tableau III. 7: Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

Désignation	G (KN/m2)	Q (KN/m2)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m2)	p _u (KN/ml)	q _s (KN/m2)	p _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,47	1	10,235	6,653	7,47	4,856
Etages d'habitation	5,28	1,5	9,378	6,0957	6,78	4,407

Le plancher Terrasse est le plus sollicité.

III.2.2.1.5 Calcul les moments et les efforts

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{6,47+1} = 0,134 \leq \frac{2}{3}$$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,04$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = \frac{1+0,3(0,134)}{2} = 0,520$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = \frac{1,2+0,3(0,134)}{2} = 0,620$$

Type 2 :

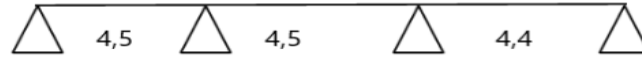


Figure III. 8: poutrelle type 2.

Calcul de moment isostatique**ELU:****Travée :**

- $M_{AB} = M_{BC} = \frac{6,653(4,5)^2}{8} = 16,83 \text{ KN.m}$
- $M_{CD} = \frac{6,653(4,4)^2}{8} = 16,09 \text{ KN.m}$

Appuis :

- $M_A = M_D = 0$
- $M_B = 0,5M_{BC} = 0,5(16,83) = 8,42 \text{ KN.m}$
- $M_C = 0,5M_{CD} = 0,5(16,09) = 8,05 \text{ KN.m}$

Moment fléchissant en travée**Travée de rives AB et CD**

- $1 + 0,3 \alpha = 1,04 < 1,05$ donc
- $M_{t_{AB}} \geq 1,05M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 1,05(16,84) - \frac{0 + 8,42}{2} = 13,47 \text{ KN.m}$
- $M_{t_{CD}} \geq 1,05M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 1,05(16,1) - \frac{8,05 + 0}{2} = 12,88 \text{ KN.m}$
- $M_{t_{AB}} \geq 0,620 \times 16,84 = 10,44 \text{ KN.m}$
- $M_{t_{CD}} \geq 0,620 \times 16,1 = 9,982 \text{ KN.m}$

Donc $M_{t_{AB}} = 13,47 \text{ KN.m}$ et $M_{t_{CD}} = 12,88 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire BC

- $M_{t_{BC}} \geq 1,05M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 1,05(16,84) - \frac{8,05 + 8,42}{2} = 9,447 \text{ KN.m}$
- $M_{t_{BC}} \geq 0,520 \times 16,84 = 8,756 \text{ KN.m}$

Donc $M_{t_{BC}} = 9,447 \text{ KN.m}$

Tableau III. 8: Résultats des sollicitations en travée et en appui ELU (type 02).

Travée	A-B		B-C		C-D
L(m)	4,5		4,5		4,4
$M_o = \frac{ql^2}{8}$ (KN.m)	16,83		16,09		16,83
Appuis	A	B	C	D	
Coefficient forfaitaire	0	0.5	0.5	0	
M appuis (KN.m)	0	8,42	8,05	0	
MT (condition 1)	13,47		9,447		12,88
MT (de rive)	10,44		/		9,982
MT (intermédiaire)	/		8,756		/
Résultat	13,47		9,447		12,88

III.2.2.1.6 Calcul les efforts tranchants

Les efforts tranchants peuvent déterminer en admettant la discontinuité des différents éléments a condition majorées les efforts tranchants calcules pour les appuis voisins des appuis de rive.

Tableau III. 9: Résultats des efforts tranchant ELU (type 02).

Travée	AB		BC		CD	
V_0 (Kn)	14,96		14,96		14,63	
$V_{majorée}$	14,96	-16,45	16,45	-16,45	16,09	-14,63

Exemple de calculs :

→Travée AB :

$$V_0 = \frac{ql}{2}$$

$$V_0 = \frac{6,653(4,5)}{2} = 14,96 \text{ KN}$$

$$V_{0A} = V_0 = 14,96 \text{ KN}$$

$$V_{0B} = 1.1V_0 = 1.1(14,96) = -16,45 \text{ KN}$$

→ Travée BC :

$$V_1 = \frac{ql}{2}$$

$$V_1 = \frac{6,653(4,5)}{2} = 14,96 \text{ KN}$$

$$V_{1B} = 1.1 V_1 = 1.1(14,96) = 16,45 \text{ KN}$$

$$V_{1C} = 1.1 V_1 = 1.1(14,96) = -16,45 \text{ KN}$$

→ Travée CD :

$$V_2 = \frac{ql}{2}$$

$$V_2 = \frac{6,653(4,4)}{2} = 14,63 \text{ KN}$$

$$V_{2C} = 1.1 V_2 = 1.1(14,63) = 16,09 \text{ KN}$$

$$V_{2D} = V_2 = -14,63 \text{ KN}$$

ELS

Travée :

- $M_{AB} = M_{BC} = \frac{4,856(4,5)^2}{8} = 12,29 \text{ KN.m}$
- $M_{CD} = \frac{4,856(4,4)^2}{8} = 11,75 \text{ KN.m}$

Appuis :

- $M_A = M_D = 0$
- $M_B = 0,5M_{BC} = 0,5(12,29) = 6,145 \text{ KN.m}$
- $M_C = 0,5M_{CD} = 0,5(11,75) = 5,875 \text{ KN.m}$

Moment fléchissant en travée

Travée de rives AB et CD

- $1 + 0,3 \alpha = 1,04 < 1,05$ donc
- $M_{t_{AB}} \geq 1,05M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 1,05(12,29) - \frac{0 + 6,145}{2} = 9,832 \text{ KN.m}$
- $M_{t_{CD}} \geq 1,05M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 1,05(11,75) - \frac{5,875 + 0}{2} = 9,4 \text{ KN.m}$

- $Mt_{AB} \geq 0,620 \times 12,29 = 7,619 \text{ KN.m}$
- $Mt_{CD} \geq 0,620 \times 11,75 = 7,286 \text{ KN.m}$

Donc $Mt_{AB} = 9,832 \text{ KN.m}$ et $Mt_{CD} = 9,4 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire BC

- $Mt_{BC} \geq 1,05M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 1,05(12,29) - \frac{6,145 + 5,875}{2} = 6,895 \text{ KN.m}$
- $Mt_{BC} \geq 0,520 \times 12,29 = 6,39 \text{ KN.m}$

Donc $Mt_{BC} = 6,895 \text{ KN.m}$

Tableau III. 10: Résultats des sollicitations en travée et en appui ELS (type 02).

Travée	A-B		B-C		C-D
L(m)	4,5		4,5		4,4
$M_0 = \frac{ql^2}{8}$ (KN.m)	12,29		12,29		11,75
Appuis	A	B	C	D	
Coefficient forfaitaire	0	0.5	0.5	0	
M appuis (KN.m)	0	6,145	5,875	0	
MT (condition 1)	9,832		6,895		9,4
MT (de rive)	7,619		/		7,286
MT (intermédiaire)	/		6,39		/
Résultat	9,832		6,895		7,286

Tableau III. 11: Résultats des efforts tranchant ELS (type 02)

Travée	AB		BC		CD	
V_0 (Kn)	10,926		10,926		10,683	
$V_{majorée}$	10,926	-12,02	12,02	-12,02	11,75	-10,683

Type 3 :



Figure III. 9: poutrelle type 3.

Tableau III. 12: Résultats des sollicitations en travée et en appui ELU (type 03).

Travée	A-B		B-C	
L(m)	4,5		4,5	
$M_o = \frac{ql^2}{8}$ (KN.m)	12,29		12,29	
Appuis	A	B		C
Coefficient forfaitaire	0	0.6		0
M appuis (KN.m)	0	7,374		0
MT (condition 1)	13,47		13,47	
MT (de rive)	10,44		10,44	
Résultat	13,47		13,47	

Tableau III. 13: Résultats des efforts tranchant ELU (type 03).

Travée	AB		BC	
V_0 (Kn)	14,96		14,96	
$V_{majorée}$	14,96	-16,45	16,45	-16,45

Tableau III. 14: Résultats des sollicitations en travée et en appui ELS (type 03).

Travée	A-B		B-C	
L(m)	4,5		4,5	
$M_o = \frac{ql^2}{8}$ (KN.m)	16,84		16,84	
Appuis	A	B		C
Coefficient forfaitaire	0	0.6		0
M appuis (KN.m)	0	10,104		0
MT (condition 1)	9,832		9,832	
MT (de rive)	7,619		7,619	
Résultat	9,832		9,832	

Tableau III. 15: Résultats des efforts tranchant ELS (type 03).

Travée	AB		BC	
V_0 (Kn)	10,926		10,926	
$V_{majorée}$	10,926	-12,02	12,02	10,926

Type 1:

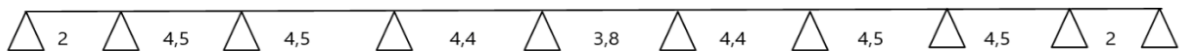


Figure III. 10: poutrelle type 1.

Dans type 1 le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par **la méthode de CAQUOT**.

On a :

- Moment sur appuis

$$M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} \rightarrow \text{Appuis intermédiaire}$$

- Moment en travée

$$(M_t) = M_o + \frac{(M_w + M_e)}{2}$$

Avec : $M_o = \frac{ql^2}{8}$

- Effort tranchant

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Tableau III. 16: Résultats des sollicitations en travée et en appui ELU (type 01).

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HI	IJ	
L(m)	2	4,5	4,5	4,4	3,8	4,4	4,5	4,5	2	
$M_o = \frac{ql^2}{8}$ (KN.m)	3,33	16,84	16,84	16,1	12	16,1	16,84	16,84	3,33	
Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
M_{appuis} (KN.m)	0	-7,64	-10,14	-9,924	-8,56	-8,56	-9,924	-10,14	-7,64	0
MT (condition 1)	-0,49	7,95	6,80 8	6,858	3,44	6,858	6,808	7,95	-0,49	

Tableau III. 17: Résultats des efforts tranchant ELU (type 01).

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HI	IJ
L(m)	2	4,5	4,5	4,4	3,8	4,4	4,5	4,5	2
$T_o = \frac{qL}{2}$ (KN)	6,653	14,97	14,97	14,63	12,64	14,63	14,97	14,97	6,653
T (KN)	2,83	14,41	15,018	14,94	12,64	14,32	14,91	15,53	10,473

Tableau III. 18: Résultats des sollicitations en travée et en appui ELS (type 01).

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HI	IJ	
L(m)	2	4,5	4,5	4,4	3,8	4,4	4,5	4,5	2	
$M_o = \frac{ql^2}{8}$ (KN.m)	2,428	12,29	12,29	11,75	8,76	11,75	12,29	12,29	2,428	
Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
M_{appuis} (KN.m)	0	-5,58	-7,40	-7,24	-6,24	-6,24	-7,24	-7,40	-5,58	0
MT (condition 1)	-0,362	5,8	4,97	5,01	2,52	5,01	4,97	5,8	-0,362	

Tableau III. 19: Résultats des efforts tranchant ELS (type 01).

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HI	IJ
L(m)	2	4,5	4,5	4,4	3,8	4,4	4,5	4,5	2
$T_o = \frac{qL}{2}$ (KN)	6,653	14,97	14,97	14,63	12,64	14,63	14,97	14,97	6,653
T (KN)	2,07	10,51	10,96	10,91	9,23	10,45	10,88	11,32	7,65

III.2.2.1.7 Calcul de ferrailage

Dans cette partie on utilise **socotec** pour calculer et faire toutes les vérifications exigées.

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple. Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

ELU :

- $M_{tu \max} = 13,47 \text{ kN.m}$
- $M_{au \max} = 10,14 \text{ kN.m}$
- $T_{u \max} = 16,45 \text{ kN}$

ELS :

- $M_{tser \max} = 9,832 \text{ kN.m}$
- $M_{aser \max} = 10,104 \text{ kN.m}$
- $T_{ser \max} = 12,02 \text{ kN}$

Ferrailage en travée

$h=21\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=0,9 \times 21=18,9\text{cm}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$; $F_e=500\text{MPa}$; $F_{t28}=2,4\text{MPa}$; $\sigma_s=435\text{MPa}$.

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure

$$M_{tab} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tab} = 65 \times 5 \times 14,17 \left(18,9 - \frac{5}{2} \right)$$

$$M_{tab} = 90,06 \text{ KN.m}$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : **l'axe neutre est dans la table de compression.**

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ». Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b x h) en flexion simple. D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau III. 20: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

Mtu (kN.m)	μ	$\mu_u < \mu_r$	As' Cm ²	α_u	Z (cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s MPa	As (cm ²)	Choix	As choix cm ²
13,47	0,041	Oui	o	0,523	14,94	oui	10‰	435	2,07	2T12	2,26

Condition de non fragilité

$$AS^{min} \geq 0,23bd \frac{ft28}{fe}$$

$$AS^{min} \geq 0,23 \times 650 \times 189 \frac{2,4}{500} \quad AS^{min} \geq 1,35cm^2$$

$$AS = \{1,35; 2,26\}$$

$$AS = 2,26cm^2 \quad \text{choix : 2HA12 (AS=2,26 cm}^2 \text{)}$$

Ferrailage sur appuis

$$\text{On a : } Mau_{max} = 10,14 \text{ kN.m} < Mt_{ab} = 90,06 \text{ kN.m}$$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b x h) en flexion simple.

Tableau III. 21: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.

Mau (kN.m)	μ	$\mu_u < \mu_r$	As' Cm ²	α_u	Z (cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s MPa	As cm ²	Choix	As choix cm ²
10,14	0,031	oui	o	0,040	18,6	oui	10‰	435	1,25	3T12	3,39

Condition de non fragilité

$$AS^{min} \geq 0,23bd \frac{ft28}{fe}$$

$$AS^{min} \geq 0,23 \times 650 \times 189 \frac{2,4}{500} \quad AS^{min} \geq 1,35cm^2$$

$$AS = \{1,35; 3,39\} \quad AS = 3,39cm^2 \quad \text{choix : 3T12 (AS=3,39cm}^2 \text{)}$$

III.2.2.1.8 Calcul de ferrailage Vérifications

Effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u \text{ max} = 16,45 \text{ kN}$

On doit vérifier que : $\tau_U < \bar{\tau}_U$

$$\bar{\tau}_U = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = 4 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\text{Tel que : } \tau_U = \frac{T_U^{\text{max}}}{b_o \times d} = 0,72 \text{MPa} < \bar{\tau}_U = 4 \text{MPa}$$

Au voisinage des appuis

Appuis de rives :

- Vérification de la compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_o d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 14,96 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{14,96 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,73 \text{MPa} \leq 0,4 \frac{30}{1,5} = 8 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,34 \text{ cm}^2$$

Appuis intermédiaires

Vérification de la contrainte de compression :

$$\sigma_b = \frac{16,45 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 1 \text{MPa} \leq 0,4 \frac{30}{1,5} = 8 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Vérification à l'ELS

La fissuration étant peu préjudiciable, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

Vérification des contraintes du béton

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$ après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS,

on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$.

Détermination de l'axe neutre

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_B} = 15$; $b = 65 \text{ cm}$ (travée) ; $b_0 = 12 \text{ cm}$ (appuis) ; $c = c' = 2 \text{ cm}$

y : est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A_s')y - 30(dA_s + c'A_s') = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A_s'(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si $\Rightarrow y < h_0$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $\Rightarrow y > h_0$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0y^2[2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A_s')]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s - c'A_s')] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 [A_s(d - y)^2 + A_s'(y - d')^2] \end{cases}$$

Tableau III. 22: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.

	Mser (kN.m)	As (cm ²)	A's (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σbc (MPa)	Vérification
Travée	9,832	3,39	0	4,711	12502,84	3,70	Vérifiée
Appuis	10,104	3,39	0	4,711	12502,84	3,81	Vérifiée

Vérification de la flèche

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

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

$h=21$ cm ; $b_0=12$ cm ; $d=18,9$ cm ; $L=4,5$ m ; $M_t \text{ ser}=9,832$ kN.m

; $M_0 = \frac{ql^2}{8} = 24,88$ KN.m ; $A_s=3,39$ cm² ; $f_e=500$ MPa.

Alors :

- $\frac{h}{L} = 0,04 < \frac{1}{16} = 0,0625$non vérifiée.
- $\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3,39}{12 \times 18,9} = 0,014 > \frac{4,2}{f_e} = 0,0084$non vérifiée.
- $\frac{h}{L} = 0,04 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0,040$vérifiée.

Flèche totale : $\Delta_{ft} = f_v - \bar{f}_i \leq \bar{f}$

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 0,9$ cm ($L < 5m$)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

Position de l'axe neutre « y1 » :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

Moment d'inertie de la section totale homogène « I0 » :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\sigma \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{pour la déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\sigma(2 + 3\frac{b_0}{b})} \dots\dots\dots \text{pour la déformation différée}$$

$$\sigma = \frac{A_s}{b_0d} : \text{pourcentage des armatures.}$$

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

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 23: Récapitulatif du calcul de la flèche.

Mser (kN.m)	As (cm ²)	Y1 (cm)	Δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I0 (cm ⁴)	Ifi (cm ⁴)	Ifv (cm ⁴)
9,832	3,39	4,71	0,015	153,45	2,74	1,09	0,67	29794,38	11447,17	17219,19

Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 34179,6MPA$$

$$E_v = \frac{E_i}{2,97} = 11508,28MPA$$

Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_i I f_i} = 0,054cm \quad (l = 4,5cm)$$

Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10E_v I f_v} = 0,107cm$$

$$\Delta_{ft} = f_v - f_i \leq f = 0,107 - 0,054 = 0,053cm \leq f = 0,9cm \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa) .

Selon le

BAEL 91 [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_R}{b_0 s_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{ijk}}{0,8 fe} \quad (k = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}). \\ S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t fe}{b_0 s_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

RPA 99 [4]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec

$$\phi_t \leq \text{MIN}\left(\frac{h}{3}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_t : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,6 \text{ cm} ; 1,2 \text{ cm} ; 1,2 \text{ cm}) = 0,6 \text{ cm}$$

On adopte : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Donc

$$\text{Selon le BAEL 91} \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \text{ cm} \\ S_t \leq 17,01 \text{ cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0,033 \text{ cm} \end{array} \right. \quad [2]$$

$$\text{Selon le RPA 99} \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \text{ cm} \\ S_t \leq 5,25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq 10,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right. \quad [4]$$

Choix des armatures :

On adopte : $A_t = 2T6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \rightarrow S_t \leq 15,83 \text{ cm}.$$

$$\text{Donc } \begin{cases} S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale.} \\ S_t = 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante.} \end{cases}$$

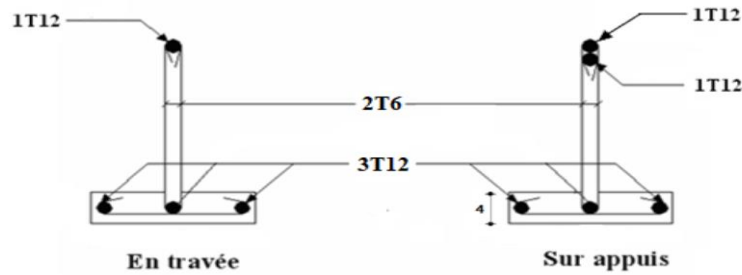


Figure III. 11: ferrailage des poutrelles en travée et en appuis.

III.3 Les escaliers

III.3.1 Introduction

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre, il est aussi considéré comme étant un ouvrage de circulation verticale. Ils sont calculés en flexion simple.

III.3.2 Hypothèses de calcul

- La fissuration est peu préjudiciable.
- Le ferrailage de l'escalier se fera à l'ELU, en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

III.3.3 Eléments d'un escalier

- L'embranchement : largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.
- Le giron : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.
- La contremarche : désigne soit la face verticale située entre deux marches consécutives, soit la pièce de bois ou de métal obturant l'espace entre ces deux marches.
- La marche : surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.

- Le palier: plate-forme en béton, en bois ou en métal située en extrémité d'une volée.

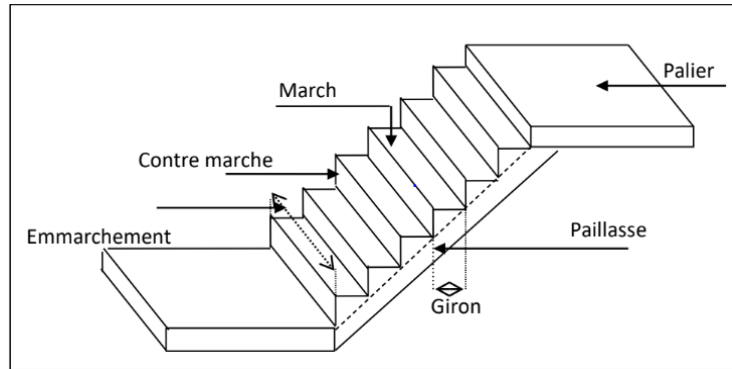


Figure III. 12: Eléments d'un escalier.

Pour une réalisation idéale et confortable, on doit avoir $2h+g=64$

Voici le Schéma statique d'escalier :

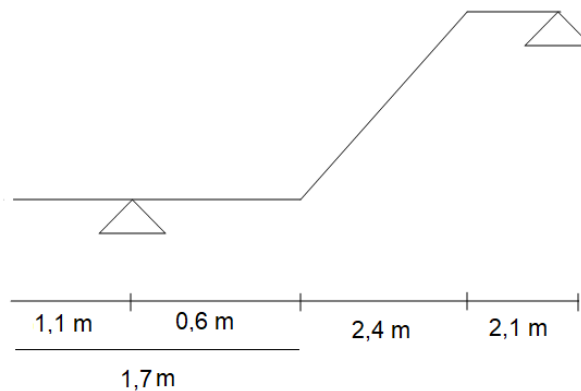


Figure III. 13: Schéma statique d'escalier.

On obtient le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

- $2h+g=64$ (1)
- $n \times h = H$ (2)
- $(n-1) g=L$ (3)

Avec :

n : Le nombre de contre marche

$(n-1)$: Le nombre de marche

En remplaçant (2) et (3) dans (1) , on obtient :

$$64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0$$

Avec :

$$n : \text{La racine de l'équation : } 64n^2 - 610n + 306 = 0$$

Solution :

$$n_1 = 9$$

$$n_2 = 0,53 \dots\dots\dots \text{refusée.}$$

Donc on prend :

Le nombre de contre marche $n=9$

Le nombre de marche $n-1=8$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 0,17m = 17cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0,30m = 30cm$$

Pour une hauteur d'étage de **3,06m**

a. Vérification de l'équation de « BLONDEL »

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64cm \\ h = 17cm \\ g = 30cm \end{cases} \quad \text{Vérifiée}$$

Pour une hauteur d'étage de 3,06m

b. Détermination de l'épaisseur de ma paille

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 13,67 \leq e \leq 20,5$$

On prend donc l'épaisseur $e=15$ cm

Le palier aura la même épaisseur que la paille.

c. Angle d'inclinaison de la paille

On a $H=1,53m$; $l=2,4m$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{l} = \frac{153}{240} = 0,638 \rightarrow \alpha = 32,52$$

III.3.4 Calcul des charges

Charge permanente

❖ Palier :

Tableau III. 24: Evaluation des charges permanente du palier de l'escalier.

Matière	Épaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
La dalle de sol	0,01	20	0,2
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,03	0,18	0,54
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			$\Sigma G=5,25 \text{ KN/m}^2$

❖ Paillasse :

Tableau III. 25: évaluation des charges permanente du palier de l'escalier.

Matière	Épaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Poids p de la paillasse	0,15/cos32,52	25	4,45
La dalle de sol	0,01	20	0,2
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Poids p de la marche	0,1854/2	22	2,04
Garde-corps	/	/	1
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			$\Sigma G=8,45 \text{ KN/m}^2$

III.3.5 Combinaison des charges

III.3.5.1 Détermination des efforts

→ l'E.L.U : $P_u = 1.35G + 1.5Q$ → L'E.L.S : $P_{ser} = G + Q$

Tableau III. 26: charge du paillasse et palier.

	G (KN/m)	Q(KN/m)	P _u (KN/m)	P _{ser} (KN/m)
Palier	5,25	2.5	10.84	7.75
Paillasse	8.45	2.5	15.16	10.95

III.3.5.2 Les diagrammes

III.3.5.2.1 Diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELU

l'ELU

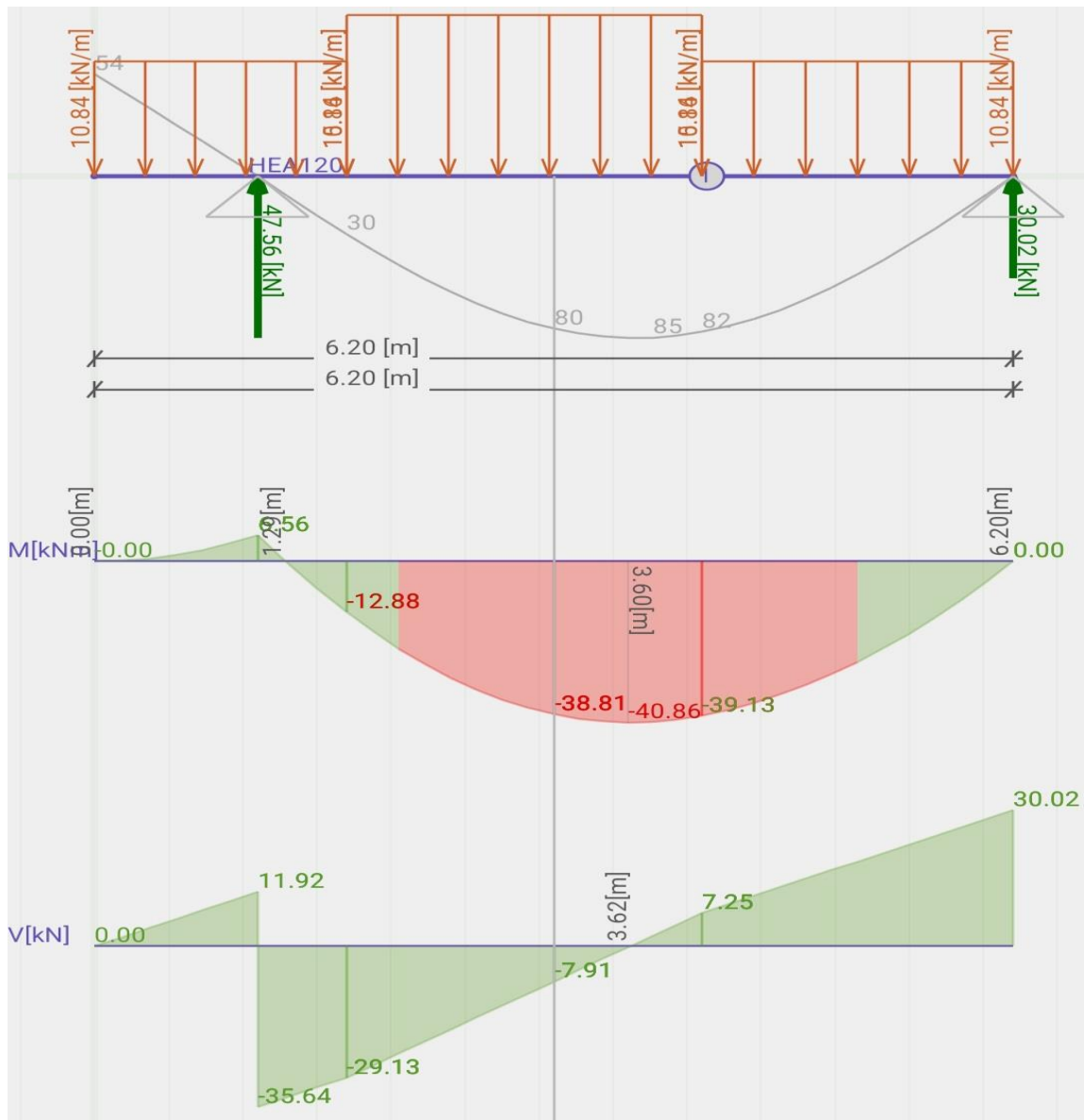


Figure III. 14: Diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELU.

III.3.5.2.2 Diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELS :

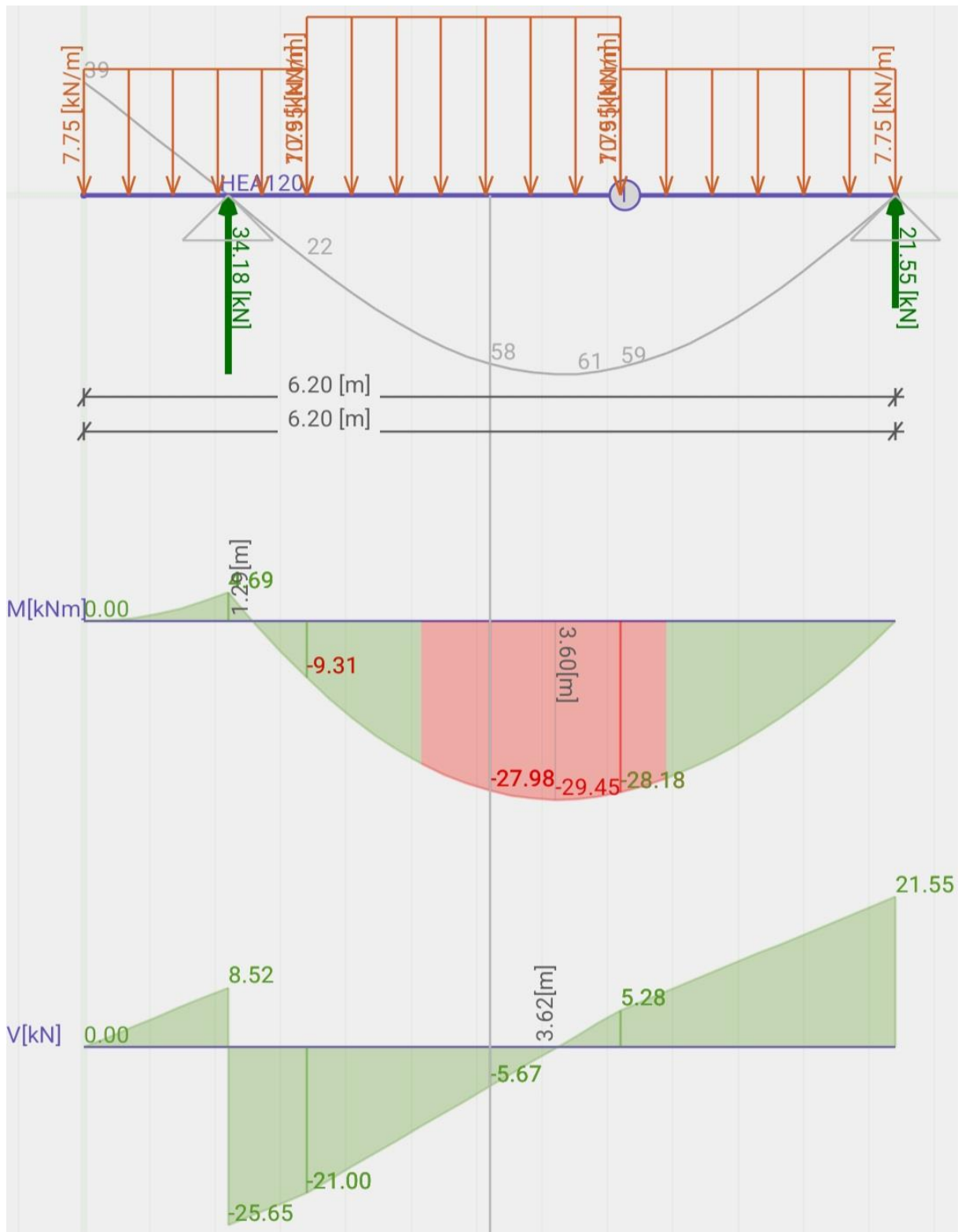


Figure III. 15: Diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELS.

III.3.5.3 Calcul des armatures

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : b=100cm ; h=15cm

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

$f_{c28} = 30\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 17\text{MPa}$; $\gamma_s = 1,15$; $\gamma_b = 1,5$; $d = 0,9h = 13,5\text{cm}$; $f_e = 500\text{MPa}$.

Vérification a l'ELU :

- En travée : $M_t = 0,85M_u = 0,85 \times 43,11 = 36,64\text{ kN.m}$
- En appui : $M_a = 0,50M_u = 0,50 \times 43,11 = 21,56\text{ kN.m}$

Tableau III. 27: Ferrailage de l'escalier.

	M_u (KN/m)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (mm)	A_s^{cal} /ml (cm ²)	A_s^{min} /ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} /ml (cm ²)
Travée	36.64	0,112	Oui	0	0,149	127	6,29	1,5	6T12	6,79
Appuis	21.56	0,066	Oui	0	0,085	130	3,60	1,5	6T10	4,71

Espacement :

En travée $esp = \frac{100}{6} = 15$

- On prend : esp= 15 cm

En travée $esp = \frac{100}{6} = 15$

- On prend : esp= 15 cm

III.3.5.4 Vérification

1. Condition non fragilité :

$$A_s \geq A_s \text{ min} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot Ft_{28}}{F_e} \right\}$$

$$A_s \geq A_s \text{ min} \geq \max \{ 1,5 \text{ cm}^2 ; 1,49 \text{ cm}^2 \}$$

- **En travée :** $A_s = 6,79 \text{ cm}^2 \geq A_s \text{ min} = 1,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Condition Vérifié**
- **Sur appui :** $A_s = 4,71 \text{ cm}^2 \geq A_s \text{ min} = 1,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Condition Vérifié**

2. Armateur de répartition :

- En travée : $\frac{As^{adop}}{4} \leq Ar \leq \frac{As^{adop}}{2} \rightarrow 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq Ar \leq 3,40\text{cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 3T10 = 2,36 cm² avec St = 25cm

- En appui : $\frac{As^{adop}}{4} \leq Ar \leq \frac{As^{adop}}{2} \rightarrow 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq Ar \leq 2,36\text{cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 3T10 = 2,36 cm² avec St = 25cm

3. Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$T_u = 35,64 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{35,64 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,264 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min (4 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

4. Vérification a l'ELS

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

$$\text{Si : } T_u = \frac{M_u}{0,9 d} < 0 \text{ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.}$$

$$\text{Si : } T_u = \frac{M_u}{0,9 d} > 0 \text{ il faut satisfaire la condition suivante : } A_s = \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9 d}}{\sigma_s} \right]$$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 d} = 35,64 * 10^3 - \frac{40,86 * 10^6}{0,9 * 135} = -300,650 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Vérification des armatures transversales

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} = 0,264 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

→Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

6. Vérification des contraintes du béton

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{3}y^2 + nA's(y - c') - nAs(d - y) = 0$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA's(y - c')^2 + nAs(d - y)^2$$

Avec :

h=15 ; c'=2cm ; d=13,5cm ; b=100cm ; A's=0 ; $f_{c28}= 30$ MPa ; $f_e= 500$ MPa

En travée : $M_t = 0,85M_{ser} = 0,85 \times 31,08 = 26,42$ kN.m

En appui : $M_a = 0,50M_{ser} = 0,50 \times 31,08 = 15,54$ kN.m

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau III. 28: Vérification des contraintes du béton à l'ELS.

	M_u (KN/m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	25.03	6,79	5,07	11585,52	10,96	Vérifiée
Appuis	14.73	4,71	4,39	8685,69	7,45	Vérifiée

7. Vérification de la flèche

D'après l'article B.6.51 du BAEL91 :

Il faut vérifier les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées,

Le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

Remarque : la flèche n'est pas vérifiée avec h = 15cm donc nous avons pris h=20cm.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{490} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,040 \geq 0,063 \dots \dots \dots$ **Ce n'est pas vérifié.**
- $\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{F_e} \Rightarrow \frac{6,79}{100 \times 18} \leq \frac{4,2}{500} \Rightarrow 0,0038 \leq 0,0084 \dots \dots \dots$ **Vérifiée.**
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{20}{490} \geq \frac{26,42}{10 \times 31,08} \Rightarrow 0,040 \geq 0,089 \dots \dots \dots$ **Ce n'est pas vérifié.**

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale :

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases} \quad L = 4,90 \text{ m} < 5 \text{ m (selon CBA 93)}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0

$$I = \frac{bh^3}{12} + 15A's \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15As \left(\frac{h}{2} - d\right)^2$$

Moment d'inertie fictive :

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i\mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1+\lambda_v\mu} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \end{cases} ; \quad \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

Calcul des modules de déformation :

- $E_i = 11000 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 34179,6 \text{ MPa}$
- $E_v = \frac{E_i}{3} = 11393,2 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 29: Récapitulatif du calcul de la flèche.

M_{ser} ($kN.m$)	A_s (cm^2)	YI (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
29,45	6,79	4,71	0,0038	204,79	6,36	2,54	0,23	73185,07	32264,98	45797,05

$$\Delta f_T = f_V - f_i = 1,22 - 0,58 = 0,644 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0,98 \text{ cm}$$

$\Delta f_T \leq \bar{f}$ la flèche est vérifiée

III.3.5.5 Ferrailage de l'escalier

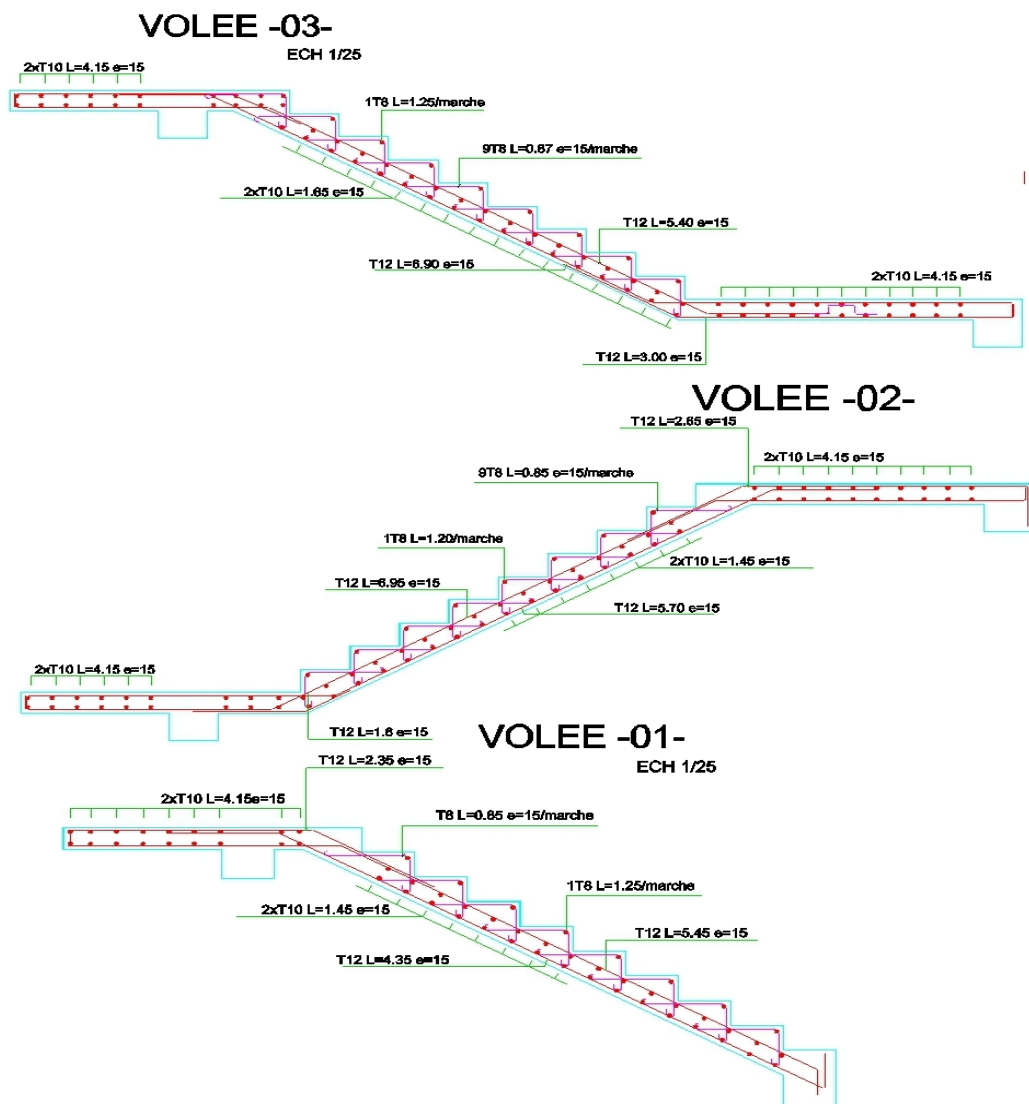


Figure III. 16: Ferrailage de l'escalier.

III.4 Etude de la poutre paliere

III.4.1 Dimensionnement

Selon le BAEL 91, le critère de rigidité est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 22,67 \leq h \leq 34 \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 0,3 * 30 \leq h \leq 0,7 * 30 \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

→ Vérification des conditions RPA99 (version 2003)

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 35 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{35}{30} = 1,17 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

On prend une section rectangulaire pour la poutre palière de (30* 35) cm²

III.4.2 Evaluation des charges

$$\text{poids propre : } b \times h \times \rho = 0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ KN/ml .}$$

Réaction des charges :

$$R_a(\text{ELU}) = 35,64 \text{ KN}$$

$$R_a(\text{ELS}) = 27,9 \text{ KN}$$

Pondération des charges :

$$\text{ELU : } Q_u = 1,35(2,625 + 35,64) = \text{KN/ml}$$

$$\text{ELS : } Q_s = 1,35(2,625 + 27,9) = \text{KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{Q \times l^2}{8}$$

$$\text{Moment aux appui : } M_a = 0,5M_0$$

$$\text{Moment en travée : } M_a = 0,85M_0$$

$$\text{Effort tranchant : } T = \frac{q_u \times l}{2}$$

$$L = 3,4 \text{ m}$$

Tableau III. 30: Moment et effort tranchant.

	M_0 (KN.ml)	T (KN)	M_t (KN.ml)	M_a (KN.ml)
ELU	74,65	87,82	63,45	37,33
ELS	40,32	47,43	34,27	20,16

III.4.3 Caclul du ferrailage à ELU

les armatures longitudinales de a poutre palière à ELU sont calculées comme suit :

En travée :

$M_t^u = 63,45kN.m$; $\theta = 1$; $f_{c28} = 30MPa$; $\sigma_{bc} = 17 MPa$; $\gamma_s = 1,15$; $\gamma_b = 1,5$; $h=35cm$; $b=30cm$; $d=0,9h=31,5cm$; $f_e=500MPa$.

Tableau III. 31: ferrailage en travée.

M_u (KN/m)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (mm)	A_s^{cal} /ml (cm ²)	A_s^{min} /ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} /ml (cm ²)
63,45	0,125	Oui	0	0,168	294	4,97	1,05	6T12	6,79

Condition non fragilité :

$$A_s \geq A_s \text{ min} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000} ; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot F_{t28}}{F_e} \right\}$$

$$A_s \geq A_s \text{ min} \geq \max \{ 1, 05 \text{ cm}^2; 1,04 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_s = 6,16 \text{ cm}^2 \geq A_s \text{ min} = 1,05 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié}$$

Appui :

$M_t^u = kN.m$; $\theta = 1$; $f_{c28} = 30MPa$; $\sigma_{bc} = 17 MPa$; $\gamma_s = 1,15$; $\gamma_b = 1,5$; $h=35cm$; $b=30cm$; $d=0,9h=31,5cm$; $f_e=500MPa$.

Tableau III. 32: ferrailage en Appui.

M_u (KN/m)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (mm)	A_s^{cal} /ml (cm ²)	A_s^{min} /ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} /ml (cm ²)
37,33	0,074	Oui	0	0,096	303	2,83	1,05	3T12	3,39

Condition non fragilité :

$$A_s \geq A_{s \min} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} \right\}$$

$$A_s \geq A_{s \min} \geq \max \{ 1, 05 \text{ cm}^2; 1, 49 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} = 1,05 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié}$$

Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{87,82 \times 10^3}{300 \times 350} = 0,836 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Pour une fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min (4 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

III.4.4 Vérification a l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

Vérification des contraintes du béton :

→ Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{3} y^2 + n A' s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

→ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A' s (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Avec :

$$h=35\text{cm} ; c'=2\text{cm} ; d=31,5\text{cm} ; b=30\text{cm} ; A's=0 ; f_{c28}= 30 \text{ MPa} ; f_e= 500 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 33: Vérification des contraintes du béton à l’ELS.

	M _{ser} (KN/m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _{bc}
Travée	34,27	6,79	11,61	55942,42	7,12	Vérifiée	182,69	Vérifiée
Appui	20,16	3,39	8,78	33017,05	5,36	Vérifiée	208,12	Vérifiée

III.4.5 Vérification de la flèche

D’après l’article B.6.51 du BAEL91 :

Il faut vérifier les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s’imposera pas :

Remarque : la flèche n’est pas vérifiée avec h = 15cm donc nous avons pris h=20cm.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{340} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,103 \geq 0,063 \dots \dots \dots$ **Vérifiée.**
- $\frac{A_s}{b*d} \leq \frac{4,2}{F_e} \Rightarrow \frac{6,79}{30*31,5} \leq \frac{4,2}{500} \Rightarrow 0,0065 \leq 0,0084 \dots \dots \dots$ **Vérifiée.**
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{35}{340} \geq \frac{34,27}{10*74,65} \Rightarrow 0,046 \geq 0,089 \dots \dots \dots$ **Vérifiée.**

Deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n’est pas nécessaire.

Calcul des armatures transversales et l’espacement :

L’acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance **FeE500**.

Selon le

$$\text{BAEL 91 [2]:} \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_R}{b_0 s_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ijk}}{0,8 f_e} \quad (k = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}). \\ \cdot S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \cdot \frac{A_t f_e}{b_0 s_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa} \right) \end{array} \right.$$

$$\text{RPA 99 [4]:} \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Tableau III. 34: Calcul des armatures transversales.

T_U (Kn)	τ_U (mpA)	BAEL9	RPA99		$S_t^{adopté}$ (cm)		A^{max} (cm) ²	choi x	$A^{adopté}$ (cm) ²
		1	ZN S_t (cm)	ZC S_t (cm)	ZN S_t (cm)	ZC S_t (cm)			
87,8 2	0,836	5	10	15	10	15	1,8	4T8	2,01

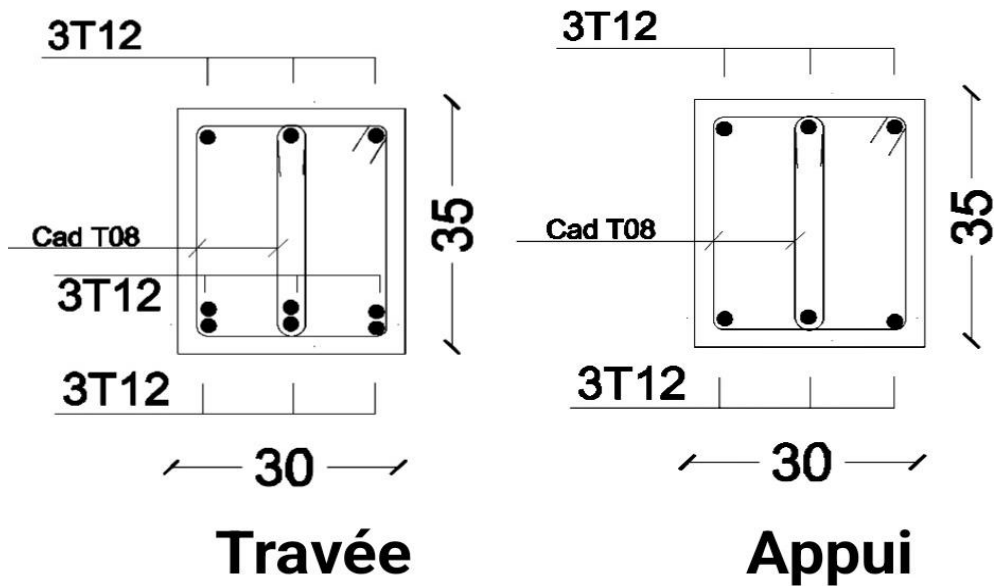


Figure III. 17: schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5 Etude des balcons

III.5.1 Introduction

Dans notre cas les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 15 cm. Selon les dimensions et les surcharges, nos balcons sont partiellement encastés et se reposent sur trois appuis.

III.5.2 Pré dimensionnement

On a : $L_x=4,9m$; $L_y=0.8m$

III.5.2.1 Calcul des charges sollicitant le balcon

Charge permanente

Tableau III. 35: Charge permanente du balcon.

N°	Composants de plancher corps creux	Ep(m)	ρ (kn/m ³)	G (KN/m ²)
1	dalle de sol	0,01	20	0,2
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de Sable	0,02	18	0,54
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,01	18	0,18
Charge total : 4,53 kN/m²				

Pour une bande de 1m : $G \times 1m = 4,53 \times 1 = 4,53 \text{ KN/m}$.

Charge d'exploitation

$Q = 3,5 \text{ kN/m}$, pour une bande de 1m.

Charge concentrée

Tableau III. 36: Charge concentrée du balcon.

N°	désignation de l'élément	Ep(m)	ρ (kn/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	18	0,56
2	Maçonnerie	0,1	9	0,40
3	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Charge total : 1,62 kN/m²				

Pour une bande de 1m, $F = 1,62 \text{ kN/m}$.

Moment due à la main courante :

$M_{mC} = 1 \times 1 = 1 \text{ kNm}$.

- **Combinaisons des charges :**

Tableau III. 37 : Les combinaisons des charges.

	ELU	ELS
q (kN/m)	11,37	8,03
F(kN)	2,19	1,62
M_{mC} (kN.m)	1,5	1

III.5.3 Moments fléchissant et efforts tranchants

On prend ce type de balcon et on calcul les moments fléchissant qui se fait par le calcul RDM, on calcul pour une bande de 1m.

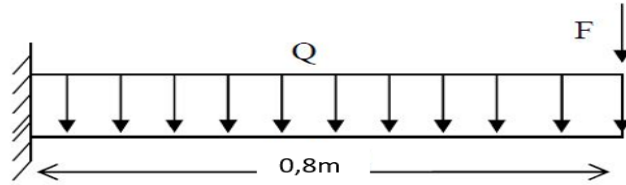


Figure III. 18:Schéma statique de chargement du balcon.

ELU :

Travée : $0 \leq x \leq 0,80$ m

$$M_u(x) = -Fx - q_u \frac{x^2}{2} = -2,19x - 11,37 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.ml}$$

$$M(1,7) = -5,39 \text{ KN.ml}$$

$$T(x) = F + q_u x = 2,19 + 11,37 x$$

$$T(0) = 2,19 \text{ KN}$$

$$T(1,7) = 11,29 \text{ KN}$$

ELS :

Travée : $0 \leq x \leq 0,80$ m

$$M_u(x) = -Fx - q_u \frac{x^2}{2} = -1,62x - 8,03 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.ml}$$

$$M(1,7) = -3,87 \text{ KN.ml}$$

$$T(x) = F + q_u x = 1,62 + 8,03 x$$

$$T(0) = 1,62 \text{ KN}$$

$$T(1,7) = 8,04 \text{ KN}$$

Tableau III. 38: Récapitulation des moments et des efforts tranchants de la dalle pleine balcon.

X (m)	ELU		ELS	
	M(x) (KN.ml)	T(x) (KN)	M(x) (KN.ml)	T(x) (KN)
0	0	2,19	0	1,62
0,8	-5,39	11,29	-3,87	8,04

III.5.4 Détermination du ferrailage de la dalle pleine balcon

Les balcons sont sollicités en flexion simple, sous un moment fléchissant, On détermine les Sections des armatures longitudinales.

III.5.4.1 Calcul des armatures longitudinales

Les données : $f_{c28} = 30$ MPa, $f_{t28} = 2,4$ MPa, $f_{bc} = 17$ MPa, $d = 13,5$ cm, $f_e = 500$ MPa

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,39 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 17} = 0,017 < \mu_R = 0,372 \text{ Donc } (A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,017}) = 0,021$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 135(1 - 0,4 \times 0,021) = 133,87 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{5,39 \times 10^6}{133,87 \times 434,78} = 0,93 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

Armatures longitudinales :

Condition de non fragilité

- $A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$
- $A_{min} \geq 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,4}{500}$
- $A_{min} \geq 1,49 \text{ cm}^2$

Donc on adopte 4T10 de section $A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$.

Les armatures de répartition :

$$- \frac{A_s^{adop}}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s^{adop}}{2} \rightarrow 0,785 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix est de **4T8** = 2,01 cm² avec **St = 15 cm**.

Calcul de l'espacement :

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3h ; 33\text{cm} \\ 2h ; 22\text{cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 45\text{cm} ; 33\text{cm} \dots \dots \text{pour une charge répartie} \\ 30\text{cm} ; 22\text{cm} \dots \dots \text{pour une charge concentrée} \end{array} \right.$$

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 33\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{array} \right.$$

St = 20 cm **Vérifiée.**

III.5.4.2 Vérification au cisaillement

$$T_u = 11,29 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{11,29 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,084 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min (0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$ Pour une fissuration préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = \min (3 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}.$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ **Vérifiée.**

III.5.4.3 Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

III.5.4.4 Vérification des contraintes

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{3}y^2 + nA's(y - c') - nAs(d - y) = 0$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA's(y - c')^2 + nAs(d - y)^2$$

Avec :

h=15 ; c'=2cm ; d=13,5cm ; b=100cm ; A's=0 ; As=3,14 cm² ; f_{c28}= 30 MPa ; f_e= 500 MPa On doit vérifier que:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 250 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 39: Vérification à l’ELS.

M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s
3,87	3,14	3,126	6087,126	1,99	Vérifiée	98,93	Vérifiée

III.5.4.5 Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{0,8} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,188 > 0,063 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14 \times 10^{-4}}{1 \times 0,135} \leq \frac{4,2}{500} \Rightarrow 0,0023 < 0,0084 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,1 \geq 0,1 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Tableau III. 40: Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine du balcon.

Armature longitudinal (cm ² /ml)		Armature de répartition (cm ² /ml)	
A _{st} calculé	A _{st} choisi	A _{st} calculé	A _{st} choisi
0,93	4T10 = 3,14	0,785	3T8 = 1,51

Schéma de ferrailage de balcon

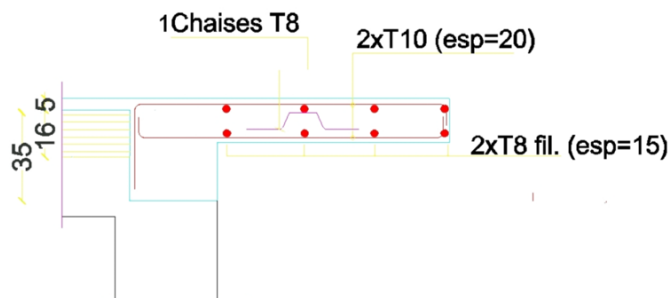


Figure III. 19: Ferrailage de balcon.

CHAPITRE IV

*Étude dynamique
en zone sismique*

IV.1 Introduction

L'objectif du calcul parasismique est d'évaluer les valeurs caractéristiques les plus négatives de la réponse sismique et de mesurer les éléments de résistance, dans le but d'obtenir une sécurité considérée comme satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage. Toute structure située dans une zone sismique peut être exposée à une excitation dynamique de nature sismique tout au long de sa durée de vie.

Ainsi, il est essentiel de déterminer la réponse sismique de la structure lors de son analyse et de sa conception parasismique. De cette manière, le calcul d'un bâtiment en fonction du séisme a pour objectif d'évaluer les charges qui pourraient être accumulées dans le système structurel pendant le séisme.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

IV.2 Etude dynamique

IV.2.1 Introduction

Le processus d'analyse dynamique repose sur la modélisation de la structure, ce qui implique toujours la création d'un modèle de calcul. Ce modèle est ensuite introduit dans un programme de calcul dynamique, permettant ainsi de déterminer les modes spécifiques de vibrations et d'efforts sismiques.

IV.2.2 Modélisation de la structure

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose. Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et de connu sur le nom **ETABS**.

IV.2.3 Étapes de modélisation

Le calcul dynamique est réalisé sur un modèle tridimensionnel de la structure, avec **11 niveaux** (sous-sol +RDC+9 étages) encastrée à sa base. Dans ce modèle, on ne modélisera

que les éléments structuraux (voiles, portiques, dalles pleines et assesseur), les éléments secondaires sont introduits comme charges.

IV.2.4 Modélisation des éléments structuraux

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame ».
- Les voiles ont été modélisés par des éléments « Wall élément ».
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q) sous forme de charges surfaciques (Shell load - Uniform load s), et le chargement sismique est obtenu par l'application de deux spectres de réponse dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement (V_{xdyn} et V_{ydn}).

IV.2.5 Modélisation de la masse

- La masse de la structure est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA/ version 2003 (dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant de la surcharge d'exploitation.
- La masse des éléments non structuraux (l'acrotère et des murs extérieurs) a été répartie sur les poutres concernées.

IV.2.6 Nombre de mode à prendre en compte

D'après les **RPA99/Version2003 (article 4.3.4 -a)** pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.2.7 L'analyse

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

L'ETABS 20 offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique.

IV.3 Stratégie du calcul sismique

Le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

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

IV.3.1 La méthode statique équivalente

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- Le mode fondamental est seul pris en compte.
- La déformée du mode fondamental est arbitrairement assimilée à une droite pour les structures à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

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 65m 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, et les conditions complémentaires suivantes

Zone III

{ groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 { groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveau ou 10m.
 { groupe d'usage 2B, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveau ou 8m.

✓ la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone III de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

IV.3.2 La méthode d'analyse modale spectrale

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

Principe

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 repense 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad ET \quad T_K \leq 0,20 \text{ sec}$$

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

IV.3.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes (temporelle)

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

IV.4 Choix de la méthode calcul

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Dans le cas de notre structure étudié la hauteur supérieurement à 10 m en **zone III**, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

IV.4.1.1 Analyse spectrale

IV.4.1.1.1 Méthode dynamique modale spectrale

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci. L'analyse spectrale permet d'avoir :

Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.

Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

IV.4.1.1.2 Spectre de réponse

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

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

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone. Pour notre cas :

- L'ouvrage est classé de (groupe 2).
- L'implantation de ce hôtel se fera dans la wilaya d'Alger (zone III).

Donc :

$$\mathbf{A = 0,25}$$

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

Avec

$$\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$$

$\xi=7\%$. (Portique en béton armée et de remplissage dense).

IV.4.1.1.3 Importance de l'ouvrage (A3.2/RPA99/2003)

Pour les bâtiments d'habitation collective ou à usage de multiple dont la hauteur ne dépasse pas **48 m** (notre cas : **H = 33,66 m**) sont classées comme **des ouvrages courants ou d'importance moyenne (groupe 2)**.

Site (A3.3/RPA99/2003) :

Selon le rapport de sol, le site de notre projet est classé comme **site meuble (S3)**

Tableau IV. 1: Valeur de la période (T1 et T2).

Site (sec)	S1 (site rocheux)	S2 (site ferme)	S3 (site meuble)	S4 (site très meuble)
T1	0,15	0,15	0,15	0,15
T2	0,30	0,40	0,50	0,70
S3 → T1=0,15sec ; T2=0,50sec				

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 (RPA 99/version 2003)**

Tableau IV. 2: Valeur de pénalité P_q .

Critère q	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Pénalité	Observé	Pénalité
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2. Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3. Régularité en plan	Oui	0,05	Oui	0,05
4. Régularité en élévation	Non	0	Non	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0	Non	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0	Non	0
Total		0,05		0,05

Facteur de qualité $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$

$Q = 1,05$

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse**

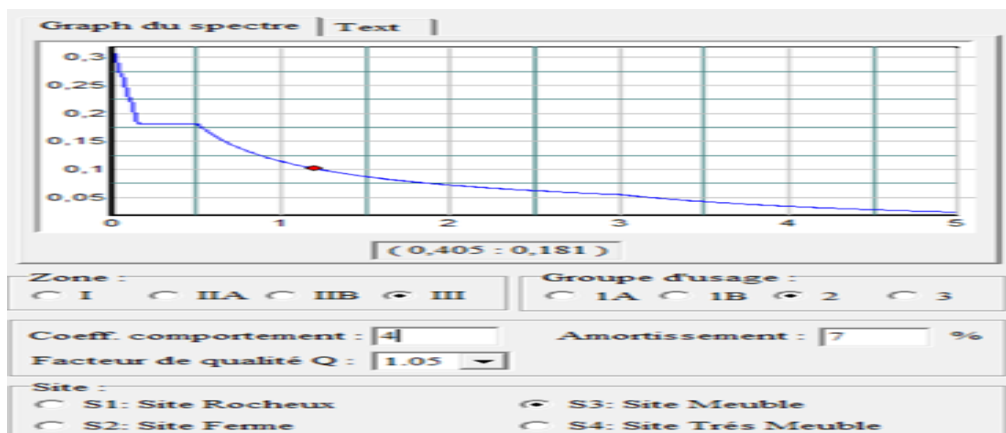


Figure IV. 1: Spectre de réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données.

La réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul**

La résultante des forces sismique à la base V_T obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminé par

la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par Formule empirique appropriée.

Si $V_T < 0,8V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

Moments ...) dont le rapport est de $r = \frac{0,8V}{V_t}$

Où :

V_T : tirer par logiciel de calcul (modale spectrale).

V : obtenu par la méthode statique équivalente.

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente**

Cette force V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales par la formule suivante :

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

Avec

A = 0,25 Coefficient d'accélération de zone.

W : Poids total de la structure.

R : Coefficient de comportement de la structure qui reflète la ductilité de la structure. Il est en fonction du système de contreventement.

R=4 (portiques contreventés par des voiles)

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

$$\eta = 0,8819$$

$$T_2 = 0,50 \text{sec}$$

$$T = ?$$

➤ **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 selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \begin{cases} T_{analytique} & \text{Si } T_{analytique} \leq 1,3T_{empirique} \\ 1,3T_{empirique} & \text{Si } T_{analytique} \geq 1,3T_{empirique} \end{cases}$$

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

$C_T = 0,05$

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

$h_N = 33,66\text{m}$

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

$$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (33,66)^{\frac{3}{4}} = 0,69 \text{ sec} \quad \text{dans les deux directions.}$$

✓ Suivant la direction (x - x) $D_X = 34,6\text{m}$ $T_X = 0,09 \frac{33,66}{\sqrt{34,6}} = 0,51\text{sec}$

✓ Suivant la direction (y - y) $D_Y = 20\text{m}$ $T_Y = 0,09 \frac{33,66}{\sqrt{20}} = 0,67\text{sec}$

Sens (x-x) : $T_X = \min (0,51; 0,69) = 0,51 \text{ sec}$

Sens (y-y) : $T_Y = \min (0,67; 0,69) = 0,67\text{sec}$

Calcul de D :

$$\begin{cases} D_X = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times (0,8819) \left(\frac{0,50}{0,51}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,175 \\ D_Y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times (0,8819) \left(\frac{0,50}{0,67}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,813 \end{cases}$$

Donc :

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,25 \times 2,175 \times 1,2}{4} \times W$$

$$V_Y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,25 \times 1,813 \times 1,2}{4} \times W$$

$$V_x = 0,1305 \times W$$

$$V_Y = 0,10878 \times W$$

IV.5 Résultat d'analyse dynamique du modèle

IV.5.1 Modèle initial

La structure sans voile de contreventement.

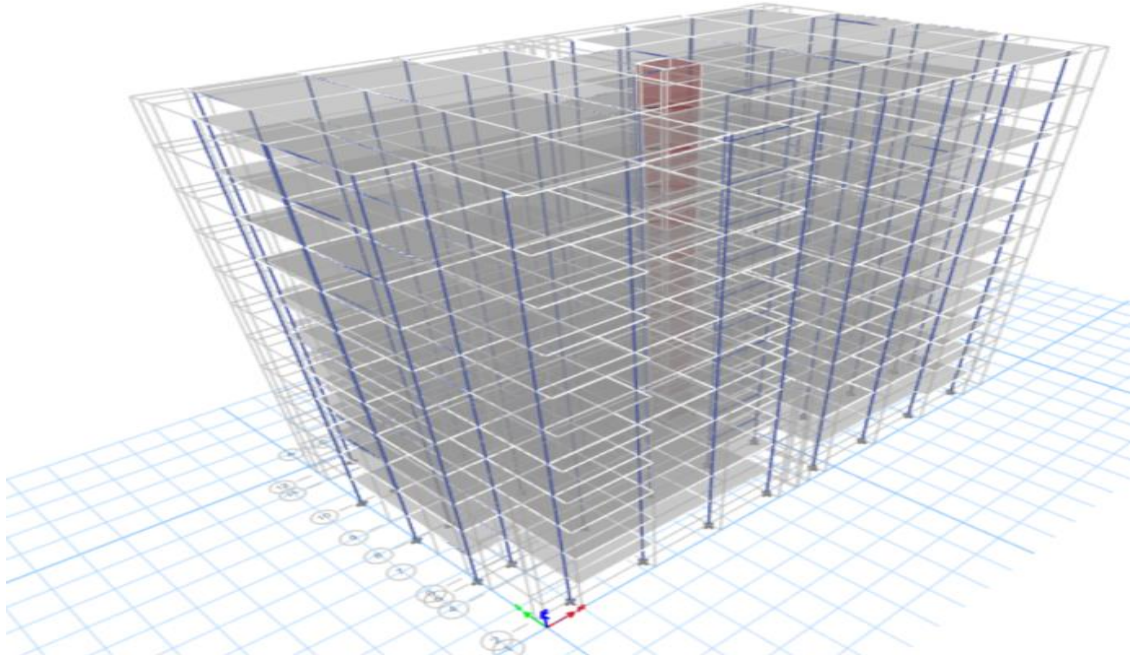


Figure IV. 2: Vue en 3D du modèle initial.

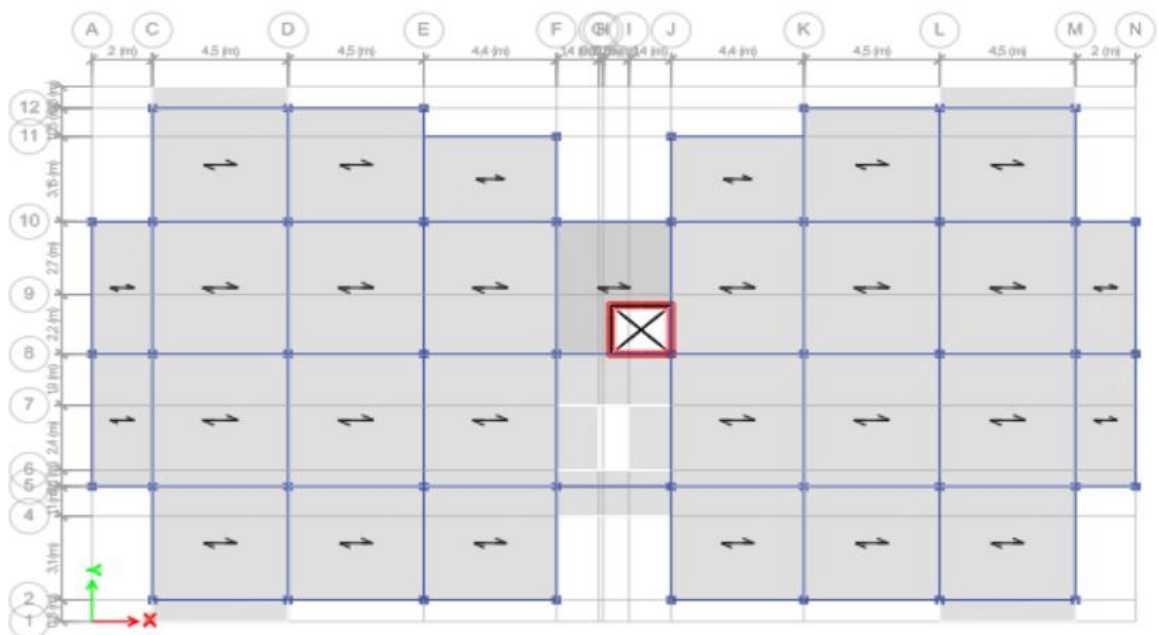


Figure IV. 3 : Vue en plan du modèle initial.

Tableau IV. 3: Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau.

Niveaux	Les sections des poteaux (cm ²)	Les sections des poutres principales (cm ²)	Les sections des poutres secondaires (cm ²)
9 ^{ème} , Terrasse	30X30	30X40	30X35
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	35X35	30X40	30X35
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	40X40	30X40	30X35
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	45X45	30X40	30X35

✓ Dalle plein e= 15cm

✓ Voile e=20cm

• **Caractéristiques dynamiques propres :**

Tableau IV. 4 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0,822	0,6336	0,0123	0	0,6336	0,0123	0	0,0057	0,2867	0,0748
Modal	2	0,806	0,0794	0,0681	0	0,713	0,0804	0	0,0266	0,0381	0,6083
Modal	3	0,773	0,0006	0,6424	0	0,7135	0,7228	0	0,2827	0,0001	0,0813
Modal	4	0,289	0,0022	0,0043	0	0,7157	0,7271	0	0,0139	0,0065	0,1069
Modal	5	0,259	0,1307	0,0085	0	0,8464	0,7356	0	0,0267	0,3298	0,0008
Modal	6	0,251	0,0083	0,125	0	0,8547	0,8606	0	0,3309	0,0178	0,006
Modal	7	0,171	0,0005	0,0012	0	0,8551	0,8619	0	0,0022	0,0008	0,0414
Modal	8	0,132	0,0242	0,0336	0	0,8793	0,8954	0	0,0606	0,043	0,0002
Modal	9	0,127	0,0355	0,024	0	0,9148	0,9194	0	0,0433	0,0629	0,002
Modal	10	0,12	0,0003	0,0009	0	0,9151	0,9203	0	0,0023	0,0007	0,025
Modal	11	0,089	0,0001	0,0002	0	0,9152	0,9205	0	0,0004	0,0003	0,0134
Modal	12	0,084	0,0035	0,0276	0	0,9187	0,948	0	0,0706	0,0087	0,0003

❖ **Remarque :**

Ce modèle comporte les voiles de la cage d'ascenseur, que l'on a rajouté.

• **constatations :** L'analyse dynamique de la structure a conduit a :

- Une période fondamentale : T=0,822 s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10ème mode.

- Le 1er mode est un mode de translation selon x-x.
- Le 2ème mode est un mode de rotation.
- Le 3ème mode est mode de translation selon y-y.

Alors on passe au prochain modèle et on rajoute des voiles pour éviter la Rotation au deuxième mode.

IV.5.2 Modèle final

- **Disposition des voiles**

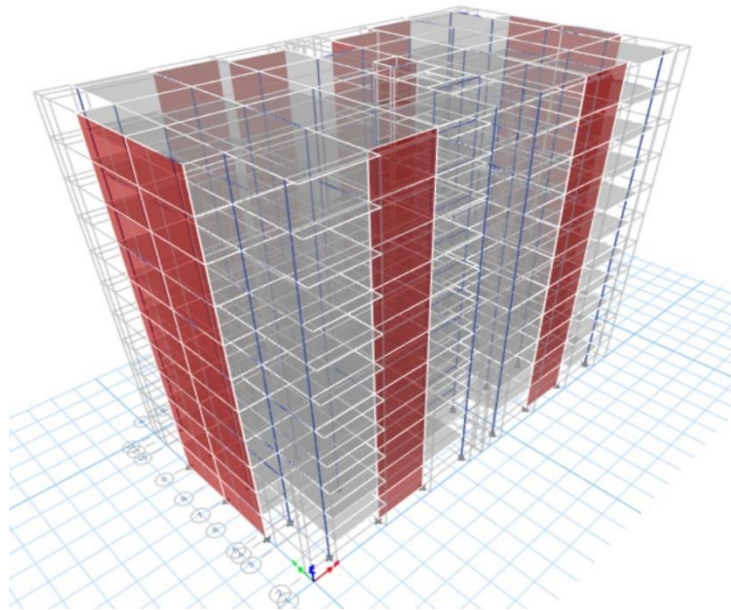


Figure IV. 4 : Vue en 3D du modèle final.

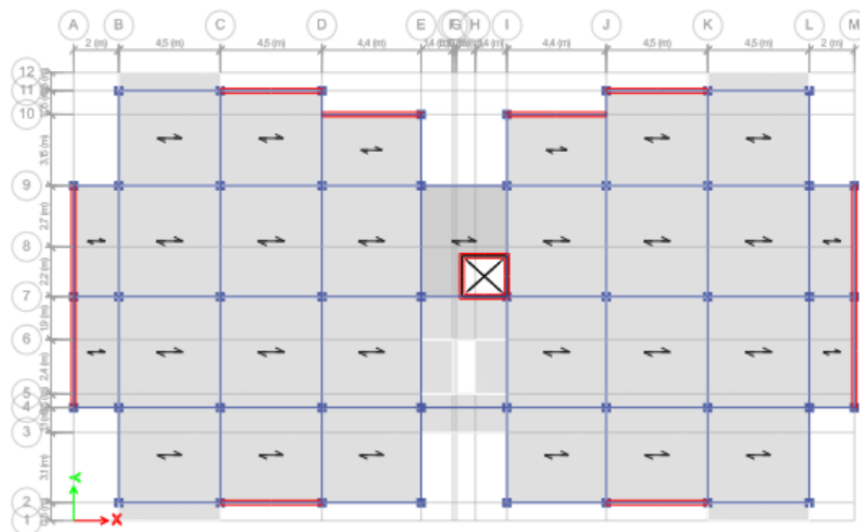


Figure IV. 5 : Vue en plan du modèle final.

Tableau IV. 5: Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau du modèle final.

Niveaux	Les sections des poteaux (cm ²)	Les sections des poutres principales (cm ²)	Les sections des poutres secondaires (cm ²)
9 ^{ème} , Terrasse	40X40	30X40	30X35
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	45X45	30X40	30X35
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50X50	30X40	30X35
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	55X55	30X40	30X35

✓ Dalle plein e= 15cm

✓ Voile e=20cm

Tableau IV. 6: Participation massique du modèle final.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY
	sec								
1	0,662	0,6639	0,00001497	0	0,6639	0,00001497	0	0,00001052	0,3445
2	0,563	0,000009831	0,6748	0	0,6639	0,6748	0	0,3491	0,000002264
3	0,38	0,0114	0,0001	0	0,6753	0,6749	0	0,00004695	0,0047
4	0,162	0,1814	0,00001201	0	0,8567	0,6749	0	0,00003727	0,3089
5	0,136	0,00001968	0,2056	0	0,8568	0,8805	0	0,3455	0,00002221
6	0,09	0,0013	0,00002586	0	0,8581	0,8806	0	0,00004747	0,0024
7	0,072	0,068	0,00002337	0	0,9261	0,8806	0	0,0001	0,1386
8	0,064	0,00003312	0,0633	0	0,9261	0,9439	0	0,1434	0,0001
9	0,043	0,0303	0,0001	0	0,9564	0,944	0	0,0002	0,0785
10	0,042	0,0031	0,0002	0	0,9595	0,9441	0	0,0005	0,0074
11	0,041	0,0002	0,0262	0	0,9597	0,9704	0	0,0729	0,0004
12	0,031	0,0101	0,0055	0	0,9698	0,9759	0	0,016	0,0274

• Caractéristiques dynamiques propres du modèle final :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : T= 0,662 s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.

• Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit a :

- Le 1^{er} mode est un mode de translation selon x-x.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation selon y-y.
- Le 3^{ème} mode est mode de rotation.
- **Résultantes des forces sismiques :**

D'après le fichier des résultats de ETABS V20, et par l' utilisation du fichier Excel on a :

Il est fonction (du système de contreventement):

Contreventement mixte portiques-voiles \Rightarrow R = **4,00**

- Le poids de la structure (W) : $W = 69595,5 \text{ KN}$

Donc :

$$V_{st} = \frac{A * D_{x,y} * Q}{R} * W =$$

$V_X = 9873,07 \text{ KN}$

$V_Y = 8224,39 \text{ KN}$

Il faut que : $v_{dynamique} \geq 0,8v_{statique}$ et cela dans les deux cas.

Tableau IV. 7: Vérification de la force sismique.

	$v_{dynamique}$ (kN)	$0,8v_{statique}$ (kN)	Vérification
Sens X-X	6500,72	7898,457157	Non vérifiée
Sens Y-Y	7386,43	6579,510218	vérifiée

Dans le sens XX pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la repense de

$$0.8 * V_{st} / V_{dyn} = 1,215$$

On augment l'effort sismique Ex par **1,215**

On obtient :

Il faut que : $v_{dynamique} \geq 0,8v_{statique}$

Et cela dans les deux cas.

Tableau IV. 8: Vérification de la force sismique après l'augmentation de EX et EY.

	$v_{dynamique}$ (kN)	$0,8v_{statique}$ (kN)	Vérification
Sens X-X	7898,48	7898,457157	Vérifiée
Sens Y-Y	7386,43	6579,510218	Vérifiée

Donc : La Condition est vérifiée.

•Vérification de déplacement inter étage

Tableau IV. 9: Vérification des déplacements inter étages sens X-X du modèle final.

Niveaux	output case	δ_{ek} (mm)	$\delta_{k=}$ R* δ_{ek} (mm)	Δk (mm)	h_e (m)	$\Delta=1\%$ H (mm)	$\Delta k < 1\%H$
TERRASSE	EX	29,035	116,14	12,364	3,06	30,6	Vérifié
9EME étage	EX	25,944	103,776	12,584	3,06	30,6	Vérifié
8EME étage	EX	22,798	91,192	12,92	3,06	30,6	Vérifié
7EME étage	EX	19,568	78,272	13,124	3,06	30,6	Vérifié
6EME étage	EX	16,287	65,148	12,796	3,06	30,6	Vérifié
5EME étage	EX	13,088	52,352	12,58	3,06	30,6	Vérifié
4EME étage	EX	9,943	39,772	11,772	3,06	30,6	Vérifié
3EME étage	EX	7	28	10,424	3,06	30,6	Vérifié
2EME étage	EX	4,394	17,576	8,552	3,06	30,6	Vérifié
1ER étage	EX	2,256	9,024	6,156	3,06	30,6	Vérifié
RDC	EX	0,717	2,868	2,868	3,06	30,6	Vérifié

Tableau IV. 10: Vérification des déplacements inter étages sens Y-Y du modèle final.

Niveaux	output case	δ_{ek} (mm)	$\delta_{k=}$ R* δ_{ek} (mm)	Δk (mm)	h_e (m)	$\Delta=1\%$ H (mm)	$\Delta k < 1\%H$
TERRASSE	EY	19,655	78,62	8,532	3,06	30,6	Vérifié
9EME étage	EY	17,522	70,088	8,808	3,06	30,6	Vérifié
8EME étage	EY	15,32	61,28	8,916	3,06	30,6	Vérifié
7EME étage	EY	13,091	52,364	8,928	3,06	30,6	Vérifié

6EME étage	EY	10,859	43,436	8,576	3,06	30,6	Vérifié
5EME étage	EY	8,715	34,86	8,328	3,06	30,6	Vérifié
4EME étage	EY	6,633	26,532	7,704	3,06	30,6	Vérifié
3EME étage	EY	4,707	18,828	6,796	3,06	30,6	Vérifié
2EME étage	EY	3,008	12,032	5,6	3,06	30,6	Vérifié
1ER étage	EY	1,608	6,432	4,184	3,06	30,6	Vérifié
RDC	EY	0,562	2,248	2,248	3,06	30,6	Vérifié

• **Vérification du critère de l'effort normal réduit**

$$v = \frac{N_{max}}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

-Nd: **G+Q±E**

-**fc28** : résistance caractéristique du béton (30MPa)

Tableau IV. 11 : Vérification de l'effort normal réduit pour le modèle final.

Niveaux	N (KN)	S poteaux cm	V	vRPA	Observations
TERRASSE	189,0654	40x40	0,04	0,3	Vérifiée
9EME étage	369,0248	40x40	0,076	0,3	Vérifiée
8EME étage	551,6418	45x45	0,091	0,3	Vérifiée
7EME étage	733,1012	45x45	0,121	0,3	Vérifiée
6EME étage	915,7567	45x45	0,151	0,3	Vérifiée
5EME étage	966,827	50x50	0,128	0,3	Vérifiée
4EME étage	1288,165	50x50	0,171	0,3	Vérifiée
3EME étage	1496,6008	50x50	0,199	0,3	Vérifiée
2EME étage	1730,3649	55x55	0,190	0,3	Vérifiée
1ER étage	1955,0058	55x55	0,215	0,3	Vérifiée
RDC	2160,7443	55x55	0,238	0,3	Vérifiée

• **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

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

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K".

$$V_K = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1».

h_K : Hauteur de l'étage "K".

- Si $0,10 < \theta_K \leq 0,20$, Les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $(\frac{1}{1-\theta_K})$

- $\theta_K > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

$$\begin{cases} F_t = 0 \rightarrow \text{si } T \leq 0,7S \\ F_t = 0,07TV \rightarrow \text{si } T > 0,7S \end{cases}$$

Les résultats obtenus par l'utilisation de l'Excel sont regroupés dans les tableaux suivants

Tableau IV. 12 : Vérification de l'effet P- Δ pour le modèle final Dans le sens X-X.

			Dans le sens X-X			
Niveaux	h_K (cm)	P_K (KN)	Δ_K (cm)	V_K (KN)	θ_K	Observation
TERRASSE	306	5322,8584	2,9035	1562,8303	0,032	Vérifiée
9EME étage	306	10719,085	2,5944	2867,4023	0,032	Vérifiée
8EME étage	306	16254,481	2,2798	3893,9683	0,031	Vérifiée
7EME étage	306	21789,878	1,9568	4784,6868	0,029	Vérifiée
6EME étage	306	27295,102	1,6287	5540,5935	0,026	Vérifiée
5EME étage	306	32987,264	1,3088	6184,4837	0,023	Vérifiée

4EME étage	306	38679,425	0,9943	6724,5957	0,019	Vérifiée
3EME étage	306	44371,586	0,7	7159,6683	0,014	Vérifiée
2EME étage	306	50238,108	0,4394	7505,8802	0,010	Vérifiée
1ER étage	306	56104,629	0,2256	7767,3966	0,005	Vérifiée
RDC	306	61971,151	0,0717	7898,3743	0,002	Vérifiée

Tableau IV. 13: Vérification de l'effet P- Δ pour le modèle final Dans le sens Y-Y.

Niveaux	h _K (cm)	P _K (KN)	Dans le sens Y-Y			Observation
			Δ_K (cm)	V _K (KN)	θ_K	
TERRASSE	306	5322,8584	1,9655	1408,4686	0,024	Vérifiée
9EME étage	306	10719,085	1,7522	2656,8332	0,023	Vérifiée
8EME étage	306	16254,481	1,532	3635,4846	0,022	Vérifiée
7EME étage	306	21789,878	1,3091	4461,8583	0,021	Vérifiée
6EME étage	306	27295,102	1,0859	5158,5999	0,019	Vérifiée
5EME étage	306	32987,264	0,8715	5753,2448	0,016	Vérifiée
4EME étage	306	38679,425	0,6633	6259,6473	0,013	Vérifiée
3EME étage	306	44371,586	0,4707	6673,0627	0,010	Vérifiée
2EME étage	306	50238,108	0,3008	7002,8901	0,007	Vérifiée
1ER étage	306	56104,629	0,1608	7254,0145	0,004	Vérifiée
RDC	306	61971,151	0,0562	7386,4288	0,002	Vérifiée

• **Justification du coefficient de comportement R :**

Le pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprise par les voiles.

-L'effort normal total a la base de la structure P_{Total} : 69595,458 KN

- L'effort normal a la base reprise par les voiles P_{voiles} : 13835,45 kN

Tableau IV. 14 : pourcentage des voiles.

Sollicitation reprennes par les voiles dues aux charges verticales	13835,45	
Sollicitation total dues aux charges verticales	69595,458	
%	19,87%	> 20%

On a :

$$19,87\% < 20\%$$

Alors les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Donc la supposition de **R=4** est vérifiée.

IV.6 Conclusion

- Le modèle final vérifie les conditions imposées par « RPA 99/Version2003 ».
- Vérifier les déplacements inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure.
- L'effort normal réduit pour prendre en considération l'écrasement du béton sous la Composantes verticales du séisme.
- On prend en considération R=4 (portiques contreventés par des voiles) pour le calcul des ferrailages des poteau.

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments résistant

V.1 Introduction

Le ferrailage des éléments résistant doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91 modifié 99**, **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

La structure que nous avons est principalement constituée de trois éléments structuraux :

1. Poteaux.
2. Poutres.
3. Voiles.

V.2 Ferrailage des poteaux

V.2.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET
- Section entièrement comprimée SEC
- Section partiellement comprimée SPC

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau V. 1: Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	$F_{c28}(MPA)$	$\sigma_{bc}(MPA)$	γ_s	$F_e(MPA)$	$\sigma_s(MPA)$
Durable	1,5	30	18	1,15	500	435
Accidentelle	1,15	30	18	1	500	500

V.2.2 Combinaison d'action

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

a-Selon CBA 93

Situation durable :

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

b- Selon RPA 99

Situation accidentelle :
$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

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

- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr})
- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr})
- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr})

V.2.3 Recommandation selon RPA99 version 2003

D'après le RPA99 version 2003, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

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

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

Avec :

A_s : La section d'acier. B : Section du béton [cm²].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des Zones nodales.

V.2.4 Recommandation selon les B.A.E.L modifiées 99

La section A_1 des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_{1=\min} \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de longueur de parement.} \\ 0,2\% \leq \frac{A_1}{B} \leq 5\% \quad B: \text{section de béton. [cm}^2\text{].} \end{cases}$$

V.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 **logiciel SOCOTEC v1.02**.

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.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

$$A_s^{\min} = 0,9\%B \text{ selon RPA99 version 2003}$$

1. Situation durable

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

(N^{\max} M^{corr}) :

Tableau V. 2: Ferrailage des poteaux situation durable (N^{\max} M^{corr}).

Niveaux	Section (cm ²)	N^{\max} (KN.m)	M^{corr} (KN.m)	sollicitation	AS' (cm ²)	AS (cm ²)	AS ^{min} (cm ²)
RDC, 1er, 2ème	55x55	-3110,87	30,98	SEC	0	0	24,2
3ème, 4ème, 5ème	50x50	-2398,25	28,59	SEC	0	0	20

6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	45x45	-1743,54	27,71	SEC	0	0	16,2
9 ^{ème} , Terrasse	40x40	-1440,08	25,52	SEC	0	0	12,8

($N^{\min} M^{\text{corr}}$) :

Tableau V. 3: Ferraillage des poteaux situation durable ($M^{\max} N^{\text{corr}}$).

Niveaux	Section (cm ²)	N ^{min} (KN.m)	M ^{corr} (KN.m)	sollicitation	AS' (cm ²)	AS (cm ²)	AS ^{min} (cm ²)
RDC, 1er, 2 ^{ème}	55x55	-2062,60	-58,33	SEC	0	0	24,2
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50x50	-1265,11	-64,43	SEC	0	0	20
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	45x45	-846,35	-71,43	SEC	0	0	16,2
9 ^{ème} , Terrasse	40x40	-164,57	-61,30	SPC	0	2,07	12,8

($M^{\max} N^{\text{corr}}$) :

Tableau V. 4: Ferraillage des poteaux situation durable ($N^{\min} M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Section (cm ²)	M ^{max} (KN.m)	N ^{corr} (KN.m)	sollicitation	AS' (cm ²)	AS (cm ²)	AS ^{min} (cm ²)
RDC, 1er, 2 ^{ème}	55x55	-19,71	-925,07	SEC	0	0	24,2
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50x50	-22,005	-706,01	SEC	0	0	20
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	45x45	16,485	-486,44	SEC	0	0	16,2
9 ^{ème} , Terrasse	40x40	14,45	-82,55	SPC	0	1,73	12,8

2. Situation accidentelle

- Combinaison : G+Q+E ; 0.8G+E

($N^{\max} M^{\text{corr}}$) :

Tableau V. 5: Ferrailage des poteaux situation accidentelle (N^{\max} M^{corr}).

Niveaux	Section (cm ²)	N^{\max} (KN.m)	M^{corr} (KN.m)	sollicitation	AS' (cm ²)	AS (cm ²)	AS ^{min} (cm ²)
RDC, 1er, 2ème	55x55	-2519,83	-92,007	SEC	0	0	24,2
3ème, 4ème, 5ème	50x50	-1943,78	-91,29	SEC	0	0	20
6ème, 7ème, 8ème	45x45	-1401,38	-87,70	SEC	0	0	16,2
9ème, Terrasse	40x40	-448,13	-74,07	SEC	0	0	12,8

(N^{\min} M^{corr}) :

Tableau V. 6: Ferrailage des poteaux situation accidentelle (N^{\min} M^{corr}).

Niveaux	Section (cm ²)	N^{\min} (KN.m)	M^{corr} (KN.m)	sollicitation	AS' (cm ²)	AS (cm ²)	AS ^{min} (cm ²)
RDC, 1er, 2ème	55x55	45,022	122,15	SPC	0	5,57	24,2
3ème, 4ème, 5ème	50x50	-37,282	142,65	SPC	0	6,28	20
6ème, 7ème, 8ème	45x45	-63,008	42,41	SPC	0	1,49	16,2
9ème, Terrasse	40x40	-52,93	33,64	SPC	0	1,4	12,8

(M^{\max} N^{corr}) :

Tableau V. 7: Ferrailage des poteaux situation accidentelle (M^{\max} N^{corr}).

Niveaux	Section (cm ²)	M^{\max} (KN.m)	N^{corr} (KN.m)	sollicitation	AS' (cm ²)	AS (cm ²)	AS ^{min} (cm ²)
RDC, 1er, 2ème	55x55	-160,91	-1667,98	SEC	0	0	24,2
3ème, 4ème, 5ème	50x50	-172,70	-1134,38	SEC	0	0	20
6ème, 7ème, 8ème	45x45	-156,02	-680,45	SPC	0	1,42	16,2
9ème, Terrasse	40x40	-85,34	-337,06	SPC	0	4,07	12,8

Tableau V. 8: Pourcentage d’armatures minimal.

Niveaux	Section (cm ²)	AS ^{min} BAEL(cm ²)		AS ^{min} RPA(cm ²)	AS ^{max} (cm ²)	
		4xU	0,2%B	0,9%B	Z.C=3%B	Z.R=6%B
RDC, 1er, 2ème	55x55	8,8	5,5	24,2	90,75	181,5
3 ^{ème} , 4ème, 5ème	50x50	8	4,4	20	75	150
6 ^{ème} , 7ème, 8ème	45x45	7,2	3,6	16,2	60,75	121,5
9 ^{ème} , Terrasse	40x40	6,40	2,8	12,8	48	96

V.2.6 Choix des armatures

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 9: Choix d’armatures des poteaux.

Niveaux	Section (b×h) cm ²	AS ^{min} (cm ²)	AS _{SCAL} (cm ²)	Choix des barres	AS adopté (cm ²)
RDC, 1er, 2ème	55x55	24,2	5,57	4T20+8T14	24,88
3 ^{ème} , 4ème, 5ème	50x50	20	6,28	12T16	24,13
6 ^{ème} , 7ème, 8ème	45x45	16,2	1,49	4T16+8T14	20,35
9 ^{ème} , Terrasse	40x40	12,8	4,07	12T14	18,47

V.2.7 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}) (*annexe, organigramme*). Puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

-Béton :

$$\bar{\sigma}_{bc}=0,6x f_{c28}=18 \text{ MPa.}$$

-Acier :

Fissuration peu nuisible.....pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}fe ; \text{Max}(0,5fe, 110\sqrt{\eta, ft28})\right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}(0,5fe, 90 \times \sqrt{\eta, ft28})$

Avec :

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

Dans notre cas la fissuration est considérée **préjudiciable**, donc $\sigma_s=250\text{MPa}$.

➤ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a-($N^{\text{ser,max}}$, $M^{\text{ser,corr}}$) :

Tableau V. 10: Vérification des contraintes des poteaux ($N^{\text{ser,max}}$, $M^{\text{ser,corr}}$).

Niveaux	Section (b×h) cm ²	$N^{\text{ser,max}}$ (KN)	$M^{\text{ser,corr}}$ (KN)	δ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	δ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1er, 2ème	55x55	-788,48	26,38	43,10	250	3,04	18	Vérifiée
3ème, 4ème, 5ème	50x50	-594,53	27,59	43,30	250	3,14	18	Vérifiée
6ème, 7ème, 8ème	45x45	-409,60	27,91	42,60	250	3,24	18	Vérifiée
9ème, Terrasse	40x40	-234,76	27,21	41,30	250	4,46	18	Vérifiée

b-($N^{\text{ser,min}}$, $M^{\text{ser,corr}}$) :

Tableau V. 11: Vérification des contraintes des poteaux ($M^{\text{ser,max}}$, $N^{\text{ser,corr}}$).

Niveaux	Section (b×h) cm ²	$N^{\text{ser,min}}$ (KN)	$M^{\text{ser,corr}}$ (KN)	δ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	δ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1er, 2ème	55x55	-1059,98	-42,06	60,10	250	4,27	18	Vérifiée
3ème, 4ème, 5ème	50x50	-925,52	-47,03	69,10	250	5,04	18	Vérifiée
6ème, 7ème, 8ème	45x45	-619,97	-52,14	70,30	250	5,42	18	Vérifiée
9ème, Terrasse	40x40	-355,72	-51,66	73,40	250	6,45	18	Vérifiée

d-(M^{ser}max, N^{ser}corr) :

Tableau V. 12: Vérification des contraintes des poteaux (N^{ser}min, M^{ser}corr).

Niveaux	Section (b×h) cm ²	M ^{ser} max (KN)	N ^{ser} corr (KN)	δ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	δ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC, 1er, 2ème	55x55	-597,01	15,71	23,27	250	1,05	18	Vérifiée
3ème, 4ème, 5ème	50x50	-390,65	20,37	37,90	250	1,15	18	Vérifiée
6ème, 7ème, 8ème	45x45	-184,15	23,63	94,05	250	2,05	18	Vérifiée
9ème, Terrasse	40x40	-50,49	32,19	155,83	250	3,51	18	Vérifiée

V.2.8 Vérification de l'effort tranchant

V.2.8.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

T_u : Effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée.

b: la largeur de la section étudiée.

d : la hauteur utile.

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

Selon le BAEL 91 :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0, 13f_{c28}, 5\text{Mpa}) \dots \dots \dots$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0, 10f_{c28}, 4\text{Mpa}) \dots \dots \dots$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon RPA99 ver.2003 :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots \dots \dots \text{si l'élancement } \lambda \geq 5.$$

$$\rho_d = 0,040 \dots \dots \dots \text{si l'élancement } \lambda < 5.$$

Avec :

$$\lambda: \text{L'élancement du poteau} : \lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a}$$

a: Coté du poteau.

L_f: Longueur de flambement.

$$L_f = 0,7 \times L_0$$

➤ Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 13: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPa}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1er, 2ème	55x55	-36,56	0,134	4,28	0,04	2,25	3	Vérifiée
3ème, 4ème, 5ème	50x50	-43,82	0,195	4,76	0,04	2,25	3	Vérifiée
6ème, 7ème, 8ème	45x45	-48,49	0,266	5,35	0,075	2,25	3	Vérifiée
9ème, Terrasse	40x40	-47,79	0,332	6,12	0,075	2,25	3	Vérifiée

V.2.9 Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{Mpa}\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.

\varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales.

• **Selon le RPA99 version 2003**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

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.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique

• L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} (b/2 ; h/2 ; 10\varnothing_l) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

\varnothing_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

• La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 5 \\ \text{interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=500$ MPa.

➤ Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V. 14: Espacement maximale selon RPA99 des poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	St (cm)	
				Zone courante	Zone nodale
RDC, 1er, 2ème	55x55	4T20+8T14	20 ; 14	10	15
3ème, 4ème, 5ème	50x50	12T16	16	10	15
6ème, 7ème, 8ème	45x45	4T16+8T14	16 ; 14	10	15
9ème, Terrasse	40x40	12T14	14	10	15

➤ Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V. 15: Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T_u^{\max} (KN)	Zone	St (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	choix	$A_s^{\text{adopté}}$ (cm ²)
RDC, 1er, 2ème	55x55	2,142	3,89	3,75	-36,56	N	10	0,748	4T8	2,01
						C	15	0,998	4T8	2,01
3ème, 4ème, 5ème	50x50	2,142	4,28	3,75	-43,82	N	10	0,986	4T8	2,01
						C	15	1,315	4T8	2,01
6ème, 7ème, 8ème	45x45	2,142	4,76	2,75	-48,49	N	10	0,808	4T8	2,01
						C	15	1,077	4T8	2,01
9ème, Terrasse	40x40	2,142	5,355	2,5	-47,79	N	10	0,89	4T8	2,01
						C	15	1,187	4T8	2,01

V.2.10 Longueur de recouvrement

V.2.11 Schéma de ferraillage des poteaux

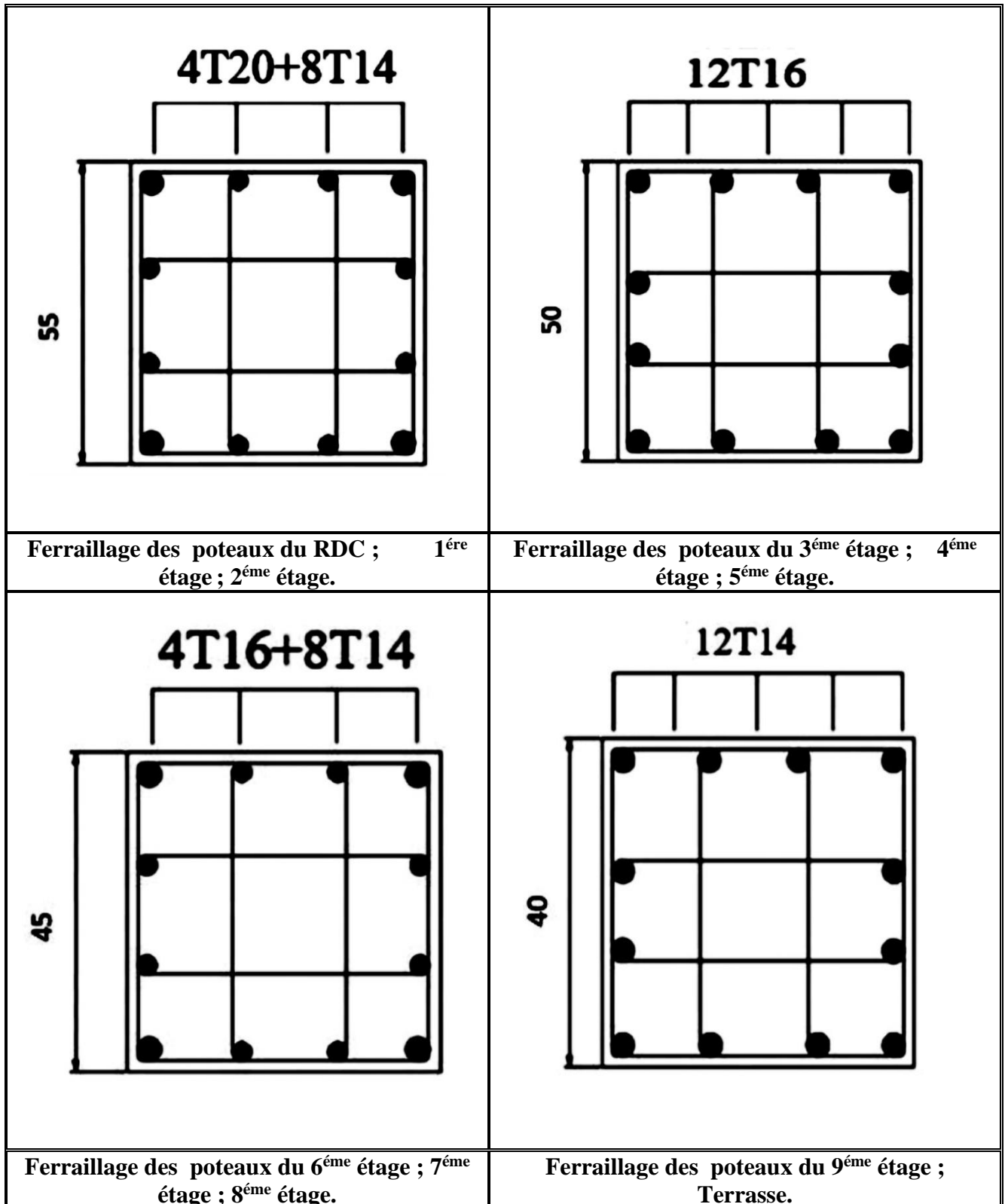


Figure V. 1 : Les schémas de ferraillage des poteaux.

V.3 Ferrailage des poutres

V.3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux, Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'ELU et l'ELA, puis vérifié à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du RPA99/version 2003.

V.3.2 Les combinaisons d'actions :

On fait le calcul pour les situations suivantes :

Selon CBA 93 :

Situation durable :

$$\text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

Selon RPA 99 :

Situation accidentelle

$$0.8 G \pm E$$

$$G + Q \pm E$$

V.3.3 Recommandations des règlements BAEL et RPA99

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \varnothing$ en zone III.

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 " A_t ", est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$

Avec :

b : largeur de la poutre.

S_t : Espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) \text{ zone nodale.}$$

$$S_t \leq \text{Min} \frac{h}{2} \text{ zone courante.}$$

h : Hauteur de la poutre.

ϕ : Diamètre maximale des barres d'acier longitudinales.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes :

Tableau V. 16: Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	$F_{c28}(MPA)$	$\sigma_{bc}(MPA)$	γ_s	$F_e(MPA)$	$\sigma_s(MPA)$
Durable	1,5	30	18	1,15	500	435
Accidentelle	1,15	30	18	1	500	500

V.3.4 Calcul du ferrailage

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel ETABS. Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

On dispose de 2 types de poutres :

- Poutre principale de : 30x40 cm².
- Poutre secondaire de : 30x35 cm².

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel Socotec pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

V.3.4.1 Sens principale :

a-situation durable :

- Combinaison : **1.35 G + 1.5 Q**

Tableau V. 17: Ferraillage des poutres principales situation durable.

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	AS (cm ²)	AS' (cm ²)	AS ^{min} (cm ²)
Terrasse	30x40	Travée	53,3887	3,57	0	6
		Appui	-94,3779	6,55	0	6
Etage courant	30x40	Travée	49,788	3,31	0	6
		Appui	-94,5502	6,57	0	6

b-situation accidentelle :

- Combinaison : G+Q+E ; 0.8G+E

Tableau V. 18: Ferraillage des poutres principales situation accidentelle.

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	AS (cm ²)	AS' (cm ²)	AS ^{min} (cm ²)
Terrasse	30x40	Travée	94,9833	5,58	0	6
		Appui	-134,4405	8,1	0	6
Etage courant	30x40	Travée	190,0697	10,94	0	6
		Appui	-208,6404	12,3	0	6

V.3.5 Choix des armatures de poutre principale

- Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V. 19: Choix des armatures pour les poutres principales 30x40.

Etage	Section (cm ²)	Position	AS ^{max} z.c (cm ²)	AS ^{max} z.r (cm ²)	AS ^{min} (cm ²)	AS ^{cal} (cm ²)	AS ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures Inferieur (As)	AS ^{adp} min (cm ²)
Terrasse	30x40	Travée	48	72	6	5,58	0	6T14	9,24
	30x40	Appui	48	72	6	8,1	0	6T14	9,24
Etage courant	30x40	Travée	48	72	6	10,94	0	3T16+3T14	10,65
	30x40	Appui	48	72	6	12,3	0	6T14	9,24

V.3.6 Condition de non fragilité de poutre principale

$$A_S \geq A_S^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad f_{28} = 2,4\text{MPa} \quad f_e = 500\text{MPa}$$

Tableau V. 20: Vérification de la condition de non fragilité de poutre principale.

Section (cm ²)	AS choisi (min) (cm ²)	A _S ^{min} (cm ²)	Vérification
30x40	9,24	1,19	Vérifiée

V.3.7 Vérification vis à vis de l'ELS de poutre principale

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (Mser, Nser), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

• **Béton**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPA}$$

• **Acier**

Fissuration préjudiciable : $\delta_s = \text{Min}(\frac{2}{3}fe; \text{Max}(0,5fe, 110\sqrt{\eta, ft28}))$

Où :

$\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Tableau V. 21: Vérification des poutres principale (30x40) à l'ELS.

Etage	Position	Mser (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Terrasse	Travée	36,0724	5,42	18	124,85	250	Vérifiée
	Appui	-68,5338	10,29	18	237,21	250	Vérifiée
Etage courant	Travée	38,6788	5,56	18	117,11	250	Vérifiée
	Appui	-68,426	10,28	18	236,83	250	Vérifiée

V.3.8 Vérification de l'effort tranchant de poutre principale

V.3.8.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec

T_u : L'effort tranchant maximum.

b : largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Tableau V. 22: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principale.

Etage	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Terrasse	111,3159	1,03	3	Vérifiée
Etage courant	110,7134	1,025	3	Vérifiée

V.3.9 Calcul des armatures transversales de poutre principale

L’acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence de nuance FeE500 (fe=500 MPa).

-selon le BAEL91 modifié 99 :

$$\begin{cases} s_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad k = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{Mpa}\right) \end{cases}$$

-selon RPA 99 version 2003 :

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,2\text{cm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 23: Calcul des armatures transversales de poutre principale.

Etage	Sections (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		$S_t^{\text{adopté}}$ (cm)		A_t^{rpa} (cm ²)	choix	$A_t^{\text{adopté}}$
				S_t (cm)	S_t (cm) ZN	S_t (cm) ZC	ZN	ZC			
Terrasse	30x40	111,3159	1,03	36	10	20	10	20	1,8	4T8	2,01
Etage courant		110,7134	1,025								

V.3.10 Vérification de la flèche de poutre principale

Flèche totale : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que :

$$\bar{f}_1 = \frac{L}{500} = 0,9cm \quad (L = 4,5m < 5m)$$

$$\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 0,98cm \quad (L = 4,9m < 5m)$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

• **Calcul de la flèche due aux déformations différées :** $f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10E_v I_{fv}}$

• **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :** $f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_i I_{fi}}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

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

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i\mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1+\lambda_v\mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta(2+\frac{3b_0}{b})} \\ \lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta(2+\frac{3b_0}{b})} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s+f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases} ; \begin{cases} \rho = \frac{A_s}{(b \times d)} \\ E_v = \frac{1}{3}E_i \end{cases}$$

• **Remarque :**

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel socotec.

Le programme flèche permet de calculer la flèche d'une poutre ou d'une console de section rectangulaire ou en té à l'état limite de service.

Les calculs sont conduits selon la méthode exposée à l'article B.6.5.2 des règles BAEL91 modifiée99.

Tableau V. 24: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche poutre principale.

Etage	Section (cm ²)	L (m)	M _{Ser} (KN.M)	A _S ^{adopté} (cm ²)	I ₀ (cm ⁴)	f _i (cm)	f _v (cm)	Δf _t (cm)	f̄ (cm)	vérification
Terrasse	30*40	4,9	36,0724	9,24	195481,60	0,1993	0,51099	0,3117	0,98	vérifiée
Etage courant			38,6788	10,65	200896,00	0,2084	0,53376	0,3254	0,98	vérifiée

V.3.11 Schémas de ferraillage des poutres

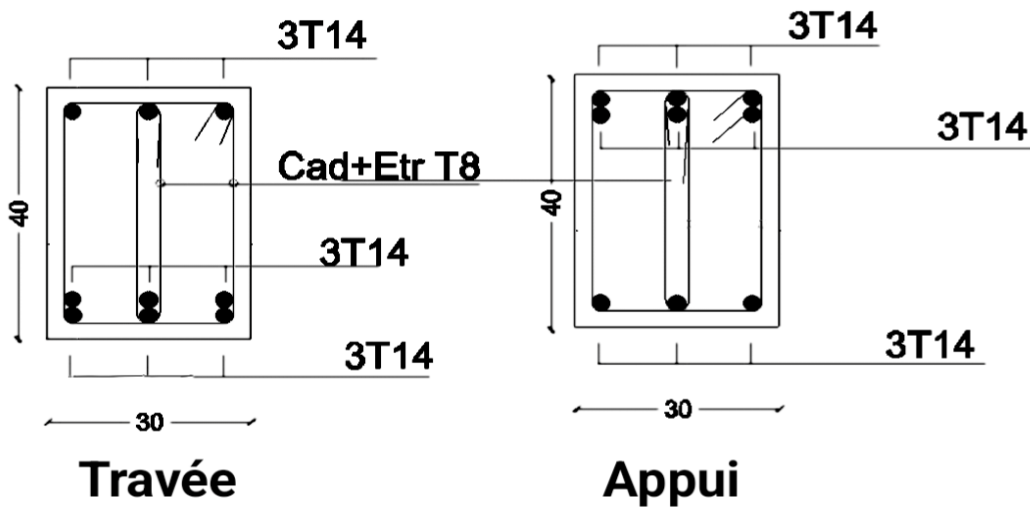


Figure V. 2 : Ferraillage des poutres principales du Terrasse.

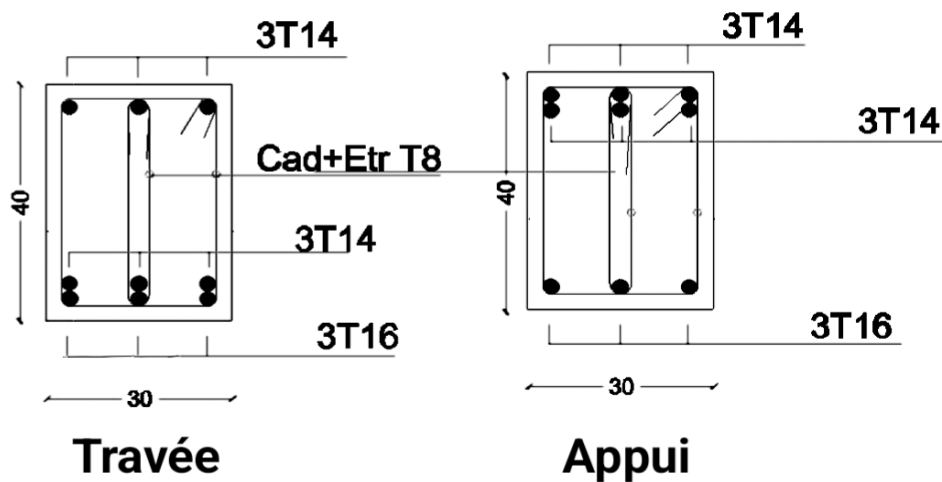


Figure V. 3 : Ferraillage des poutres principales de l'Etage courant, RDC.

V.3.11.1 Sens secondaire :

a-situation durable :

- Combinaison : 1.35 G + 1.5 Q

Tableau V. 25: Ferrailage des poutres secondaire situation durable.

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	AS (cm ²)	AS' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
Terrasse	30x35	Travée	44,2977	3,39	0	5,25
		Appui	-57,7025	4,49	0	5,25
Etage courant	30x35	Travée	59,4145	4,64	0	5,25
		Appui	-72,2793	5,74	0	5,25

b-situation accidentelle :

- Combinaison : G+Q+E ; 0.8G+E

Tableau V. 26: Ferrailage des poutres secondaire situation accidentelle.

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	AS (cm ²)	AS' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
Terrasse	30x35	Travée	78,0457	5,26	0	5,25
		Appui	-95,0454	6,5	0	5,25
Etage courant	30x35	Travée	109,7792	7,61	0	5,25
		Appui	-135,2148	9,6	0	5,25

V.3.12 Choix des armatures de poutre secondaire**Tableau V. 27:** Choix des armatures pour les poutres secondaire 30x35.

Etage	Section (cm ²)	Position	As ^{max} z.c (cm ²)	As ^{max} z.r (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	As ^{cal} (cm ²)	As ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures Inferieur (As)	As ^{adp} min (cm ²)
Terrasse	30x35	Travée	42	63	5,25	5,26	0	5T14	7,7
	30x35	Appui	42	63	5,25	6,5	0	5T14	7,7
Etage courant	30x35	Travée	42	63	5,25	7,61	0	6T14	9,24
	30x35	Appui	42	63	5,25	9,6	0	5T16	10,05

V.3.13 Condition de non fragilité de poutre secondaire

$$A_S \geq A_S^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{28} = 2,4\text{MPa}$ $f_e = 500\text{MPa}$

Tableau V. 28: Vérification de la condition de non fragilité de poutre secondaire.

Section (cm^2)	A_S choisi (min) (cm^2)	A_S^{\min} (cm^2)	Vérification
30x35	7,7	1,04	Vérifiée

V.3.14 Vérification vis à vis de l'ELS de poutre secondaire

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

- Béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

- Acier

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \delta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e; \text{Max}(0,5f_e, 110\sqrt{\eta, ft28})\right)$$

Où :

$\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau V. 29: Vérification des poutres secondaire (30x35) à l'ELS.

Etage	Position	Mser (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Terrasse	Travée	43,0796	8,59	18	203,92	250	Vérifiée
	Appui	-52,443	10,45	18	238,24	250	Vérifiée
Etage courant	Travée	32,1043	6,04	18	127,98	250	Vérifiée
	Appui	-41,8699	7,68	18	154,23	250	Vérifiée

V.3.15 Vérification de l'effort tranchant de poutre secondaire

V.3.15.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec

T_u : L'effort tranchant maximum.

b : largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3 \text{ Mpa}$ (Fissuration préjudiciable)

Tableau V. 30: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaire.

Etage	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ □ (MPa)	Vérification
Terrasse	64,7587	0,68	3	Vérifiée
Etage courant	82,528	0,87	3	Vérifiée

V.3.16 Calcul des armatures transversales de poutre secondaire

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence de nuance FeE500 (fe=500 MPa).

-selon le BAEL91 modifié 99 :

$$\begin{cases} s_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad k = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{Mpa}\right) \end{cases}$$

-selon RPA 99 version 2003 :

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,2\text{cm}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 31: Calcul des armatures transversales.

Etage	Sections (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adopté} (cm)		A _t ^{rpa} (cm ²)	Choix	A _t ^{adopté}
				S _t (cm)	S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC	ZN	ZC			
Terrasse	30x35	64,7587	0,68	31,5	8,75	17,5	10	20	1,8	4T8	2,01
Etage courant		82,528	0,87						1,8	4T8	2,01

V.3.17 Vérification de la flèche de poutre secondaire

Tableau V. 32 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche poutre secondaire.

Etage	Section (cm ²)	L (m)	M _{Ser} (KN.M)	A _S ^{adopté} (cm ²)	I ₀ (cm ⁴)	f _i (cm)	f _v (cm)	Δf _t (cm)	f̄ (cm)	vérification
Terrasse	30*35	4,5	43,0796	7,7	129825,50	0,4242	0,93605	0,5118	0,9	vérifiée
Etage courant			32,1043	9,24	134353,10	0,2318	0,57674	0,3450	0,9	vérifiée

V.3.18 Recouvrement des armatures longitudinales

L_r = 50∅ (Zone III) L_r : Longueur de recouvrement.

On a : ∅ = 16 mm L_r = 80cm

∅ = 14 mm L_r = 70cm

V.3.19 Arrêt des barres

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures h' ≥ $\begin{cases} \frac{L^{MAX}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : L=Max (L_{gauche} ; L_{droite})

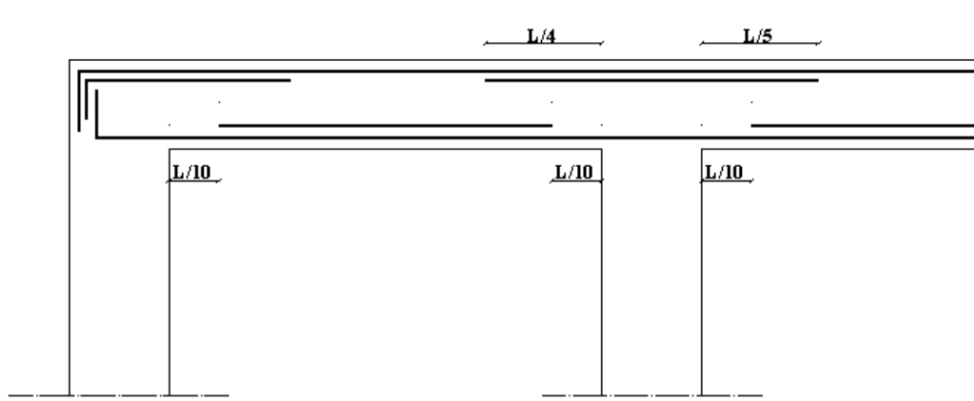


Figure V. 4: Arrêt des barres.

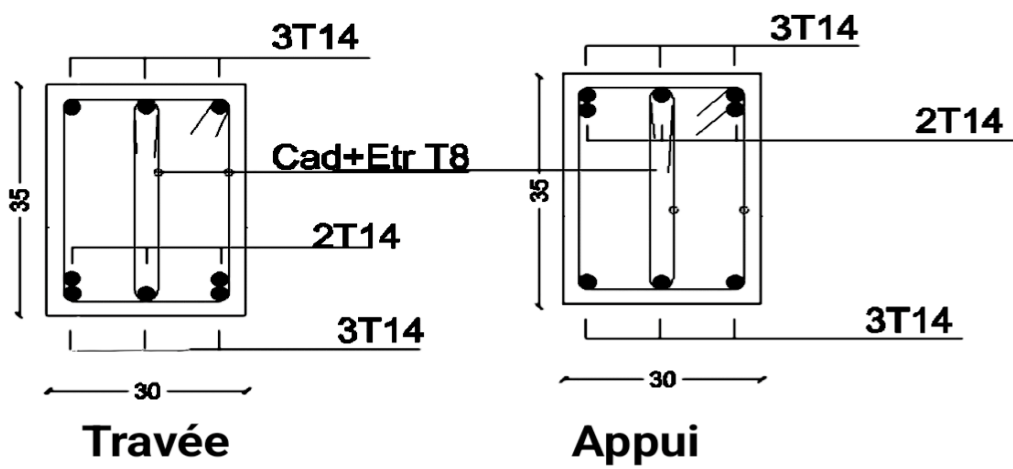


Figure V. 5 : Ferraillage des poutres secondaires du Terrasse.

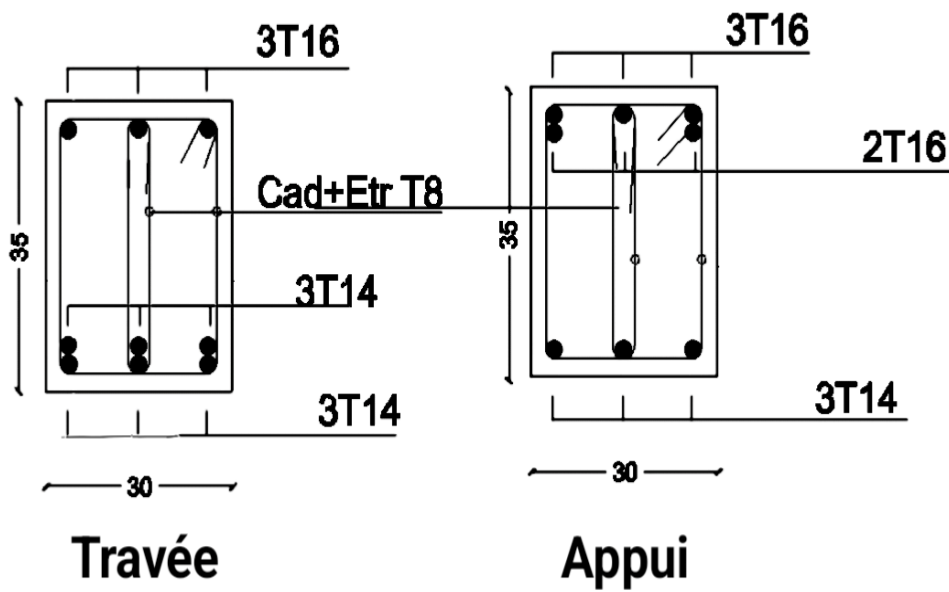


Figure V. 6 : Ferraillage des poutres secondaires de l'Etage courant, RDC.

V.4 Ferrailage des voiles

V.4.1 Introduction

Le voile joue un rôle essentiel dans la protection contre les forces verticales et horizontales. Ainsi, le ferrailage des voiles implique la détermination des armatures en flexion composée qui sont soumises aux sollicitations verticales provoquées par les charges permanentes (G) et les surcharges d'exploitation (Q), ainsi qu'aux sollicitations horizontales provoquées par les séismes.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en 4 zones :

- Zone 1 : Du RDC au 2ème étage.
- Zone 2 : Du 3ème au 5ème.
- Zone 3 : 6ème au 8ème.
- Zone 4 : 9ème au Terrasse.

• Le rôle des voiles de contreventement :

Le code parasismique algérien RPA99 v2003 impose l'utilisation des voiles en béton armé pour la construction des structures dans les zones sismiques.

Les voiles jouent plusieurs rôles :

- Reprendre les charges verticales, dues aux charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers, et aussi les charges horizontales dues aux séismes et le vent.
- Augmenter la rigidité de l'ouvrage.
- Eloigner la possibilité d'instabilité.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

La disposition des voiles est présentée dans la figure suivante :

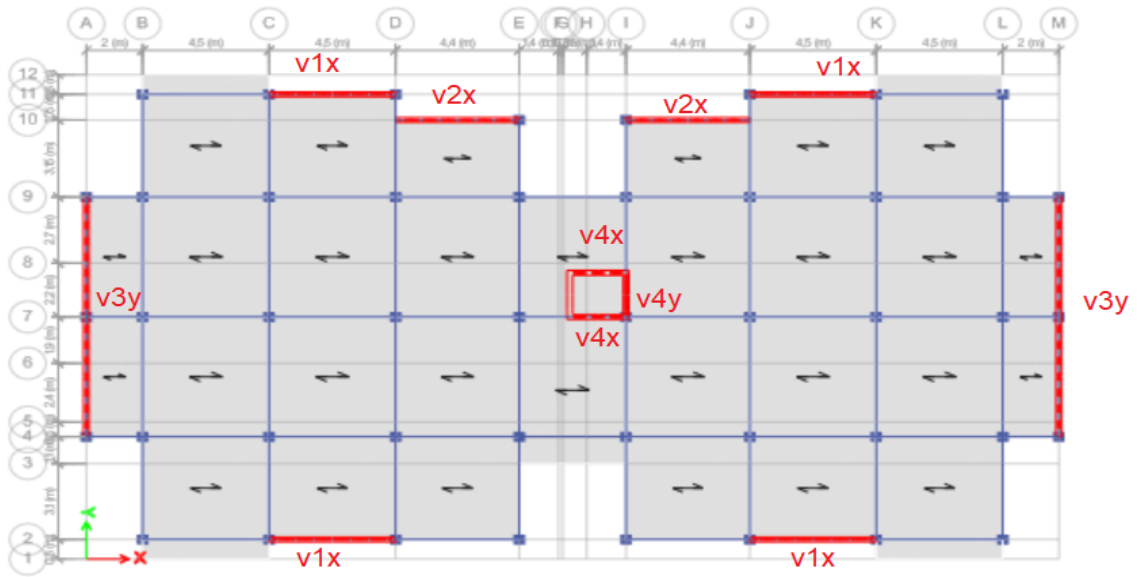


Figure V. 7: Disposition des voiles.

Et puisque la disposition est symétrique on a décidé de grouper les 4 voiles comme suit :

Tableau V. 33: Les groupes des voiles et leurs dimensions.

Les voiles	Les longueurs (m)	Epaisseurs (cm)	Groupe
1	4,5	20	V1 _x
2	4,4	20	V2 _x
3	4,9	20	V3 _y
4	2,2	20	V4 _x
5	2	20	V4 _y

V.4.2 Armatures verticales

Le calcul se fait à la flexion composée, et la détermination de ferrailage se fait par la méthode des contraintes (méthode de NAVIER).

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : L'effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant du voile.

A : Section transversale du voile.

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

I : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

On distingue **3 cas** :

• **1^{er} cas** :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue " SEC". La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99 v2003.

$$A_{min} = 0,15\% \cdot e \cdot L$$

• **2^{ème} cas** :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée " SET". On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}; \text{ on compare } A_v \text{ par la section minimale exigée par le RPA 99 v2003.}$$

- Si $A_v < A_{min} = 0,15\% \cdot e \cdot L$ on ferraille avec la section minimale.

- Si $A_v > A_{min}$ on ferraille avec A_v .

• **3^{ème} cas** :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée " SPC". Donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

V.4.3 Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

➤ **Remarque** : Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) est donné comme suite :

$$A_{min} = 0,15\% (e \times l) \dots \dots \dots \text{ Dans la section globale de voile.}$$

$$A_{min} = 0,10\% (e \times l) \dots \dots \dots \text{ Dans la zone courante.}$$

V.4.4 Armatures transversales

Selon l'article 7.7.4.3 du RPA99 v2003, les armatures transversales ont pour objectif principal de maintenir les deux nappes d'armatures verticales. En général, elles sont des épingles qui permettent d'éviter le flambement des aciers verticaux en raison de la compression.

Il est nécessaire de relier les deux nappes d'armatures verticales au moins par quatre épingles par mètre carré.

V.4.4.1 Diamètre des armatures

D'après le RPA99, il faut que le diamètre $D \leq a/10$ (à l'exception des zones d'about).

Où :

A c'est l'épaisseur du voile $D \leq 20/10 \Rightarrow D \leq 2$ cm.

V.4.5 Espacement

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 99 v2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq (1,5 \times e, 30) \text{ cm}$$

$$S \leq (1,5 \times 20, 30) \text{ cm}$$

On a :

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte : $S = 20$ cm.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm. Donc, dans les zones d'about, l'espacement sera :

$$S' = S/2 = 20/2 \Rightarrow S' = 10 \text{ cm}$$

Donc, on va adopter un espacement égal à : **espacement = 20cm.**

V.4.6 Vérification de cisaillement

D'après RPA99 v2003 : La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

Avec :
$$\tau_b = \frac{1,4 \times T}{b_0 \times d}$$

On a: $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 30 = 6 \text{ MPa}$.

V : L'effort tranchant maximum du voile pour chaque étage.

b_0 : L'épaisseur du voile.

d : Hauteur utile $d = 0,9 h$.

h : Hauteur totale de la section brute.

V.4.7 Calcul de ferraillage

V.4.7.1 Déterminations des sollicitations

Les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS 20 :

→Voile pleines :

Tableau V. 34: Les moments et les efforts du zone1.

Voile	Vu (kN)	Mmax (kN.m)	Ncorr (kN)	Nmin (kN.m)	Mcorr (kN)	Nmax (kN.m)	Mcorr (kN)
V1 _x	4860,9674	4426,5637	-6041,52	-3695,5603	7075,6659	-7786,3969	-1118,4205
V2 _x	2011,7781	7587,3449	-1914,98	-1914,987	449,4206	-4829,2734	-5635,573
V3 _y	6448,4689	1168,7479	-5673,296	-3765,715	574,5901	-6150,368	-482,1552
V4 _x	533,2045	538,8269	-1809,466	-1142,178	668,4936	-2479,7922	-2479,7922
V4 _y	329,3158	604,798	-808,0313	485,6009	28,2676	-2210,6386	-10,9

Tableau V. 35: Les moments et les efforts du zone2.

Voile	Vu (kN)	Mmax (kN.m)	Ncorr (kN)	Nmin (kN.m)	Mcorr (kN)	Nmax (kN.m)	Mcorr (kN)
V1 _x	4134,4947	6837,5499	-3520,217	-2654,429	4929,2638	-6107,7785	-19381,2198
V2 _x	1804,6369	8059,2039	-1887,994	-1379,227	376,6008	-2786,8672	-158,248
V3 _y	5692,6946	545,1517	-3555,426	-2699,365	25849,7632	-4890,4554	-388,6335
V4 _x	282,9896	432,4448	-1671,879	-764,7736	211,8511	-1871,4161	-619,9874
V4 _y	152,6797	231,5127	-649,8019	-19,2742	28,0509	-1329,0644	-11,6864

Tableau V. 36: Les moments et les efforts du zone3.

Voile	Vu (kN)	Mmax (kN.m)	Ncorr (kN)	Nmin (kN.m)	Mcorr (kN)	Nmax (kN.m)	Mcorr (kN)
V1 _x	2834,7986	24576,301	-2643,356	-1438,564	2056,703	-4038,7333	-685,8924
V2 _x	1241,854	6462,5941	-998,9874	-737,227	203,2693	-1445,9624	-141,0943

V3 _y	3372,7629	13664,4082	-1902,331	-1418,169	8290,9612	-2629,2908	-14324,85
V4 _x	215,4193	105,6442	-745,4138	-304,6914	95,4067	-1122,0578	-137,7014
V4 _y	148,8284	174,3533	-406,2588	-123,3045	72,7081	-563,2012	-17,9064

Tableau V. 37: Les moments et l'effort du zone4.

Voile	Vu (kN)	Mmax (kN.m)	Ncorr (kN)	Nmin (kN.m)	Mcorr (kN)	Nmax (kN.m)	Mcorr (kN)
V1 _x	1241,4189	6346,8546	-1107,085	-515,153	295,3283	-1663,605	-4990,75
V2 _x	792,7685	3876,0843	-913,6188	-354,7759	249,2535	-1027,472	-578,282
V3 _y	1849,8965	4496,9023	-976,8195	-470,3372	1614,1372	-1350,127	-4896,27
V4 _x	156,8328	87,2524	-336,9248	-52,624	87,9353	-624,224	-124,6524
V4 _y	124,7701	124,7161	-214,46	-18,895	86,4159	-305,4612	-27,2598

V.4.7.2 Armatures verticales

Exemple de calcul du voile v1x.

On a :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

D'où :

$$V = \frac{L}{2} = \frac{4,5}{2} = 2,25 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,20 \times 4,5^3}{12} = 1,51875 \text{ m}^4$$

$$A = e \times L = 0,2 \times 4,5 = 0,9 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{-924,885}{0,9} + \frac{10224,572 \times 2,25}{1,51875} = 14119,864 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{-924,885}{0,9} - \frac{10224,572 \times 2,25}{1,51875} = -16175,164 \text{ MPa} < 0$$

Donc la section est partiellement comprimée (SPC).

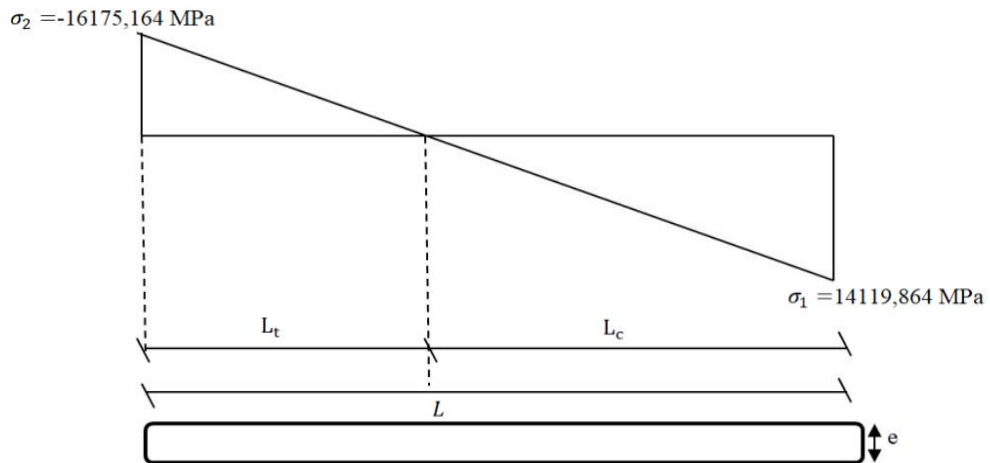


Figure V. 8: Les contraintes sur le voile.

•Calcul de L_c :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 4,5 \left(\frac{-16175,164}{14119,864 + -16175,164} \right) = 2,4026 \text{ m}$$

$$L_c = L - L_t = 4,5 - 2,4026 = 2,097 \text{ m.}$$

Concernant le cisaillement :

$$\tau_b = \frac{1,4 \times T}{b_0 \times d} = \frac{1,4 \times 2263,4443 \times 10^3}{200 \times 450} = 3,520 < \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 30 = 6 \text{ MPa. vérifiée}$$

Calculer armature vertical A_V

$$A_V = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$N_t = \text{effort de traction en (kN)} : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ (Mpa).}$$

e = épaisseur de voile.

$$N_t = \frac{1}{2} \times |\sigma_{min}| \times e \times L_t = \frac{1}{2} \times |-16175,164| \times 0,2 \times 2,4026 = 3886,320 \text{ kN}$$

$$A_V = \frac{3886,320 \times 10^3}{500} \times 10^{-2} = 77,7264 \text{ cm}^2.$$

$$A_{V \min} = 0,15\% \times e \times L = 0,15\% \times 20 \times 450 = 13 \text{ cm}^2.$$

$$A_{H \text{ cal}} = \frac{e \times s_t \times \tau_b}{0,8 \times f_e} = \frac{200 \times 150 \times 3,520}{0,8 \times 500} = 3,52.$$

V.4.7.3 Armatures horizontales

V.4.7.3.1 Méthode de calcul des armatures horizontales :

D'après le (CBA93) :

$$A_h = \frac{e \times \gamma_s \times S_t \times (\tau_b - 0,3 \times k \times f_{tj})}{0,9 \times f_e \times (\cos(\alpha) + \sin(\alpha))}$$

Avec :

(K = 0) Cas de reprise de bétonnage n'ayant pas reçu le traitement ci-après.

($\gamma_s = 1,15$ Cas général) ; ($f_e = 500$ MPa) ; ($\alpha = 90^\circ$ Armatures droites)

Exemple du voile v1x, zone1 :

$$A_h \geq \frac{20 \times 1,15 \times 20 \times (3,520 - 0,3 \times 0 \times 2,4)}{0,9 \times 500 \times 1} = 3,52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Selon (RPA 99 v2003), on prend le même ferrailage que les armatures verticales.

$A_{h \text{ (min-RPA)}} = 0,15\% \times 20 \times 450 = 13,5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

Les ferrailages les plus défavorables de tous les voiles et les vérifications sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 38: Ferrailage final voile v1x.

	Zone1	Zone2	Zone3	Zone4
L(m)	4,5	4,5	4,5	4,5
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
B(m ²)	0,9	0,9	0,9	0,9
L_c (m)	0,052	1,381	2,068	1,956
L_t (m)	4,45	3,1188	2,4315	2,5444
Mmax (kN.m)	4426,5637	6837,5499	24576,301	6346,8546
Ncorr (kN)	-6041,52	-3520,217	-2643,356	-1107,085
σ_{max}	-15,498	621,8351	3347,2273	817,2653
σ_{min}	-1327,06	-1404,1056	-3934,6397	-1063,2842
Nature de la section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
v_u (kN)	4860,9674	4134,4947	2834,7986	1241,4189
τ_b (MPa)	5,04	5,4	4,4	3,5
$\bar{\tau}_b$ (MPa)	6	6	6	6
N_t (kN)	5902,889	4379,105	9567,087	2705,369
A_v cal/face (cm ²)	118,05	87,58	115,34	54,1074
A_v min/face (cm ²)	18	18	18	18
A_v adop /face (cm ²)	150,72	87,92	150,72	87,92

$N^{barre} /face$		2×24T20	2×14T20	2×24T20	2×14T20
S_t (cm)	extrémité	20	20	20	20
	milieu	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)		5,152	5,52	4,49	03,57
A_h min/face (cm ²)		13,5	13,5	13,5	13,5
A_h adop /face (cm ²)		15,08	15,08	15,08	15,08
$N^{barre} /face$		30T8	30T8	30T8	30T8
S_t (cm)		20	20	20	20

Tableau V. 39 : Ferraillage final voile v2x.

	Zone1	Zone2	Zone3	Zone4	
L(m)	4,4	4,4	4,4	4,4	
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
B(m ²)	0,88	0,88	0,88	0,88	
L_c (m)	1,793	1,822	9,798	1,820	
L_t (m)	2,6072	2,5779	2,4494	2,5803	
Mmax (kN.m)	7587,3449	8059,2039	6462,5941	3876,0843	
Ncorr (kN)	-1914,98	-1887,994	-998,9874	-913,6188	
σ_{max}	958,1136	1034,2988	887,9137	496,8126	
σ_{min}	-1393,3363	-1463,3884	-1114,9563	-704,4532	
Nature de la section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	
v_u (kN)	2011,7781	1804,6369	1241,854	792,7685	
τ_b (MPa)	3,2	2,87	0,056	0,016	
$\bar{\tau}_b$ (MPa)	6	6	6	6	
N_t (kN)	3632,694	3772,540	2730,962	1817,682	
A_v cal/face (cm ²)	72,6539	75,4508	54,6192	36,3536	
A_v min/face (cm ²)	19,6	19,6	19,6	19,6	
A_v adop /face (cm ²)	75,36	87,92	75,36	44,21	
$N^{barre} /face$		2×12T20	2×14T20	2×12T20	2×11T16
S_t (cm)	extrémité	20	20	20	20
	milieu	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)		3,27	3,956	0,0572	0,016
A_h min/face (cm ²)		13,2	13,2	13,2	13,2
A_h adop /face (cm ²)		15,08	15,08	15,08	15,08
$N^{barre} /face$		30T8	30T8	30T8	30T8
S_t (cm)		20	20	20	20

Tableau V. 40: Ferrailage final voile v3y.

	Zone1	Zone2	Zone3	Zone4
L(m)	4,9	4,9	4,9	4,9
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
B(m ²)	0,980	0,980	0,980	0,980
L_c (m)	1,832	1,990	2,171	2,015
L_t (m)	3,0680	2,9100	2,7286	2,8846
Mmax (kN.m)	1168,7479	545,1517	13664,4082	4496,9023
Ncorr (kN)	-5673,296	-3555,426	-1902,331	-976,8195
σ_{max}	-432,8751	-294,6830	1513,2242	462,2032
σ_{min}	-724,9404	-430,9142	-1901,4550	-661,5541
Nature de la section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
v_u (kN)	6448,4689	5692,6946	3372,7629	1849,8965
τ_b (MPa)	5,8	4,3	3,4	1,8
$\bar{\tau}_b$ (MPa)	6	6	6	6
N_t (kN)	2224,136	1253,955	5188,219	1908,334
A_v cal/face (cm ²)	44,4827	25,0791	103,03	38,1667
A_v min/face (cm ²)	8,8	8,8	8,8	8,8
A_v adop /face (cm ²)	75,36	32,15	106,76	44,21
N^{barre} /face	2×12T20	2×8T16	2×17T20	2×11T16
S_t (cm)	extrémité	20	20	20
	milieu	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)	5,93	4,395	13,475	1,84
A_h min/face (cm ²)	14,7	14,7	14,7	14,7
A_h adop /face (cm ²)	6,28	6,28	6,28	6,28
N^{barre} /face	8T10	8T10	8T10	8T10
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V. 41 : Ferrailage final voile v4x.

	Zone1	Zone2	Zone3	Zone4
L(m)	2,2	2,2	2,2	2,2
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
B(m ²)	0,44	0,44	0,44	0,44
L_c (m)	0,207	0,324	0,675	0,323
L_t (m)	1,9933	1,8760	1,5252	1,8769
Mmax (kN.m)	538,8269	432,4448	105,6442	87,2524
Ncorr (kN)	-1809,466	-1671,879	-745,4138	-336,9248
σ_{max}	-77,2587	-11,9282	-103,9303	-22,4918
σ_{min}	-745,2259	-648,0168	-234,8942	-130,6559
Nature de la section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
v_u (kN)	533,2045	282,9896	215,4193	156,8328
τ_u (MPa)	0,12	0,064	0,048	0,035
$\bar{\tau}_b$ (MPa)	6	6	6	6
N_t (kN)	1485,494	121,5663	358,255	245,228
A_v cal/face (cm ²)	29,7099	24,3133	7,1651	4,9046
A_v min/face (cm ²)	8	8	8	8
A_v adop /face (cm ²)	32,15	32,15	15,83	15,83
N^{barre} /face	2×8T16	2×8T16	2×7T12	2×7T12
S_t (cm)	extrémité	20	20	20
	milieu	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)	0,122	0,0754	0,05906	0,04577
A_h min/face (cm ²)	6,6	6,6	6,6	6,6
A_h adop /face (cm ²)	6,03	6,03	6,03	6,03
N^{barre} /face	12T8	12T8	12T8	12T8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V. 42: Ferrailage final voile v4y.

	Zone1	Zone2	Zone3	Zone4
L(m)	2	2	2	2
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
B(m ²)	0,4	0,4	0,4	0,4
L_c (m)	0,555	0,064	0,223	0,427
L_t (m)	1,4453	1,9356	1,7797	1,5732
Mmax (kN.m)	604,798	231,5127	174,3533	124,7161
Ncorr (kN)	-808,0313	-649,8019	-406,2588	-214,46

σ_{max}	251,5907	11,1841	29,2003	39,9221
σ_{min}	-655,6063	-336,0850	-232,3297	-147,1521
Nature de la section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
v_u (kN)	329,3158	152,6797	148,8284	124,7701
τ_u (MPa)	0,013	0,0071	0,00346	0,003119
$\bar{\tau}_b$ (MPa)	6	6	6	6
N_t (kN)	947,577	650,522	412,779	231,499
A_v cal/face (cm ²)	18,9515	13,0104	8,25556	4,63
A_v min/face (cm ²)	8	8	8	8
A_v adop /face (cm ²)	18,09	15,83	15,83	15,83
N^{barre} /face	2x8T12	2x7T12	2x7T12	2x7T12
S_t (cm)	extrémité	20	20	20
	milieu	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)	0,014	0,07257	0,0453	0,0418
A_h min/face (cm ²)	6	6	6	6
A_h adop /face (cm ²)	6,03	6,03	6,03	6,03
N^{barre} /face	12T8	12T8	12T8	12T8
S_t (cm)	20	20	20	20

Exemple ferrailage de voile v3y du zone1 :

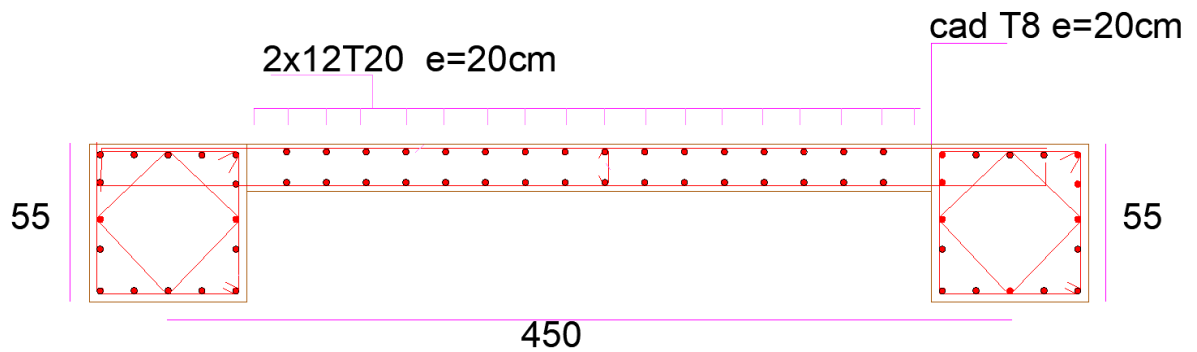


Figure V. 9: Schéma de ferrailage de voile v3y.

CHAPITRE VI

Calcul des éléments de l'infrastructure

VI.1 Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auxquelles sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

Fondation superficielle :

- Semelle isolée
- Semelle filante sous mur
- Semelle filante sous poteaux
- Semelle filante croisées
- Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)

VI.2 Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

Donc le choix de type de fondation dépend de plusieurs critères :

- Les charges et surcharges transmises par la structure.
- La capacité portante du sol.
- La distance entre les axes des poteaux.
- L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à **2 bars**.

VI.3 Choix de type de fondation

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

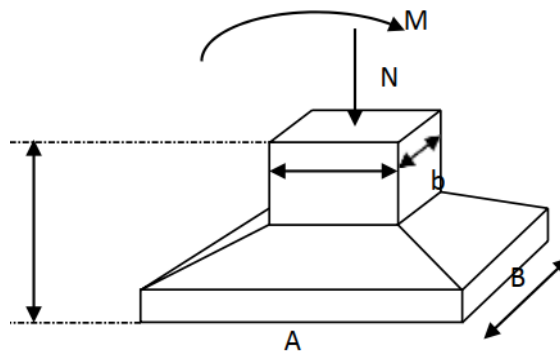
VI.4 Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet d'une vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

VI.5 Choix de type de semelle

VI.5.1 Semelles isolées



Figures VI. 1: Semelle isolée sous poteau

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport

$$A \text{ sur } b : \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : $a=b$

$$\text{Donc } A=B \Rightarrow S=A^2$$

Avec : $A = \sqrt{S}$; $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation, obtenu par le logiciel **ETABS20** a **L'ELS**

S : Surface de la fondation.

$$N_{ser} = 2238,445 \text{ KN}$$

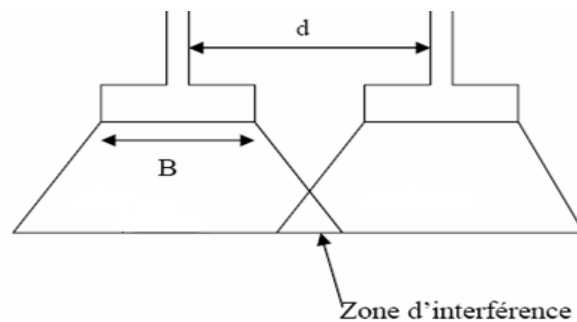
$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KPa}$$

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S = \frac{2238,445}{200} = 11,19 \text{ m}^2$$

$$S \geq 11,19 \text{ m}^2 \Rightarrow S = B \times B \Rightarrow B \geq 3,33 \text{ m}$$

Conclusion :

D'après le résultat, nous remarquons qu'il y a chevauchement des semelles, nous passons alors à l'étude des semelles filantes.

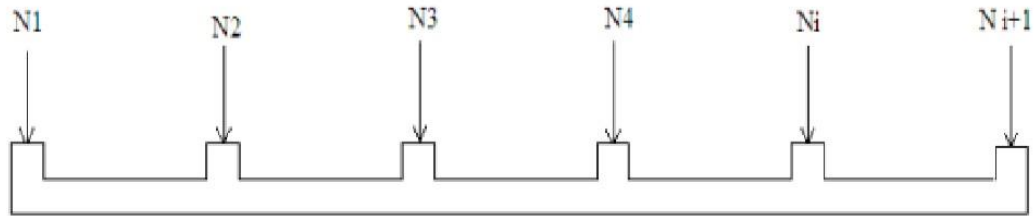


Figures VI. 2 : Chevauchement des semelles.

VI.5.2 Semelles Filantes

VI.5.2.1 Hypothèse de Calcul

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.



Figures VI. 3 : Semelle filante.

On doit vérifier que : $S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B_{SF} : Largeur de la semelle filante.

L : Longueur du fil considéré.

L_{SF} : Longueur de la semelle filante considérée.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

$$\sum N_i = 15021,249 \text{ KN}$$

$$B > \frac{N_{ser}}{L \times \sigma_{sol}} \Rightarrow B > \frac{15021,249}{34,6 \times 200} = 2,17 \text{ m}$$

$$L < 2 \times b$$

$$L = 4,5 \text{ m} < 2 \times 2,17 = 4,34 \text{ m} \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

Donc : on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

VI.5.3 Radier générale

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

VI.5.3.1 La surface de radier

$$N_{ser} = 75459,164 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{nécessaire}} < \sigma_{sol}$$

Avec :

N : est tirés à partir du logiciel ETABS.

Surface du bâtiment = 631,65 m²

$$S_{nécessaire} > \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{75459,164}{200} = 377,3 \text{ m}^2$$

$$S \geq 377,3 \text{ m}^2$$

$$S_{nécessaire} = 377,3 \text{ m}^2 < S_{Batiment} = 631,65 \text{ m}^2$$

VI.5.3.2 Pré dimensionnement de radier

VI.5.3.2.1 Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

•Condition forfaitaire :

$$hl \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 4,90 \text{ m}$$

$$hl \geq \frac{490}{20} \Rightarrow hl \geq 24,5$$

$$hl = 50 \text{ cm}$$

•Condition de cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} < \tau_u = \min(0,1 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

Avec :

$$Tu = \frac{ql}{2} \text{ et } q = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$$N_u = 103439,58 \text{ KN}$$

$$L = 4,90 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{ql}{2b \times d} = \frac{N_u \times L \text{ 1ml}}{2S_{rad} \times b \times d} = \frac{N_u \times L \text{ 1ml}}{2S_{rad} \times b \times (0,9h)} < \tau$$

$$h_2 > \frac{N_u \times L \text{ 1ml}}{2S_{rad} \times b \times (0,9\tau)}$$

$$h_2 > \frac{103439,58 \times 10^3 \times 4900}{2 \times 620,62 \times 10^6 \times 1000 \times 0,9 \times 3} \times 10^2$$

$$h_2 > 15,12 \text{ cm}$$

Donc : $h_2 = 30 \text{ cm}$

Conclusion :

$$H \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 50 \text{ cm}$$

Pour des raisons constructives on adopte $h = 50 \text{ cm}$

VI.5.3.2.2 Nervures

Condition de coffrage

$$b \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$$b \geq \frac{490}{10} = 49 \text{ cm} \quad \text{donc on opte } b = 55 \text{ cm}$$

b. La hauteur de nervure

Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\text{On a : } L_{max} = 4,9 \text{ m} \Rightarrow 32,67 \text{ cm} < h_{N1} < 49 \text{ cm}$$

On prend : $h_{N1} = 45 \text{ cm}$

Condition de raideur

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bk}} > L_{max} \frac{\pi}{2}$$

Avec :

B : Largeur de poteau

$$B = 0,55\text{m}$$

L_{max} : La longueur de la travée.

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.

K= 40MPa (pour un sol de densité moyenne).

E : Module de Young.

Pour un chargement de longue durée ; $E=3700^3\sqrt{f_{c28}} = 11496,76 \text{ MPa}$.

De la condition précédente, nous tirons h_N :

$$h_N \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

$$h_N \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,9\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{11496,76}} = 0,99 \text{ m}$$

On prend : $h_N = 120 \text{ cm}$

Conclusion :

-Epaisseur de la dalle du radier : h= 50cm.

- Les dimensions de la nervure : $h_N = 120 \text{ cm}$ et b = 55cm.

VI.5.3 Caractéristique géométrique du radier

Tableau VI. 1 : Caractéristique géométriques du radier.

Position de centre de gravité		Moment d'inertie	
X_G	Y_G	I_{xx}	I_{yy}
16,1	9,62	18292,4	63206,9

VI.5.4 Vérification Nécessaires

VI.5.4.1 Vérification de la stabilité du radier

Selon **RPA99/version2003** (Art .10.1.5) [4] quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié de la centrale de la base des éléments de fondation résistant au reversement.

$$e_0 = \frac{M_R}{N_r} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_R : Moment de renversement du aux forces sismique.

N_r : Effort normal de la structure.

B : La largeur du radier.

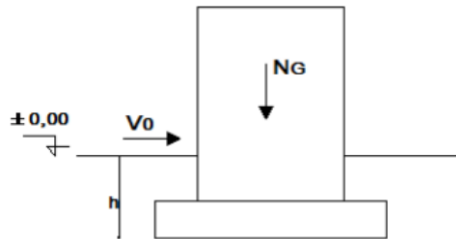
$$M_R = \sum M_0 + V_0 \cdot h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

N_r : Effort tranchant a la base de la structure.

h : Profondeur de l'ancrage de la structure.

M_0, V_0 Sont tirés à partir du fichier **ETABS 20**.



Figures VI. 4 : Schéma statique de bâtiment.

Suivant le sens x-x :

$$B_x = 35 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \frac{B_x}{4} = 8,75 \text{ m}$$

$$M_0 = 593,43 \text{ KN.m} \quad ; \quad V_0 = 4043,11 \text{ KN}$$

$$h = h_{\text{sous sol}} + h_{\text{Nervure}} = 4,26 \text{ m}$$

$$M_R = 593,43 + 4043,11 \times 4,26 = 17817,1 \text{ KN.m}$$

$$N_r = N_{\text{ser}} (\text{Structure}) + N_2 (\text{poids propre de radier narvuré})$$

$$N_r = 103439,58 + 25 \times 620,62 \times 0,3 = 108094,23 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{17817,1}{108094,23} = 0,16 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 8,75 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

Suivant le sens y-y :

$$B_y = 18,6 \text{ m} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{B_x}{4} = 4,65 \text{ m}$$

$$M_0 = 293,43 \text{ KN.m} \quad ; \quad V_0 = 3402,59 \text{ KN}$$

$$M_R = 293,43 + 3402,59 \times 4,26 = 14788,46 \text{ KN.m}$$

$$N_r = N_{ser} (\text{Structure}) + N_2 (\text{poids propre de radier nervuré})$$

$$N_r = 103439,58 + 25 \times 620,62 \times 0,3 = 108094,23 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{14788,46}{108094,23} = 0,14 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 4,65 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

Conclusion :

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

VI.5.5 Vérification des contraintes sous le radier

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{sol} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$N_{ser} = N_{ser} (\text{Structure}) + N_2 (\text{poids propre de radier nervuré})$$

$$N_{ser} = 108094,23 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{108094,23}{631,65} = 171,13 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 171,13 \text{ KN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

b. Sollicitation du premier genre :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

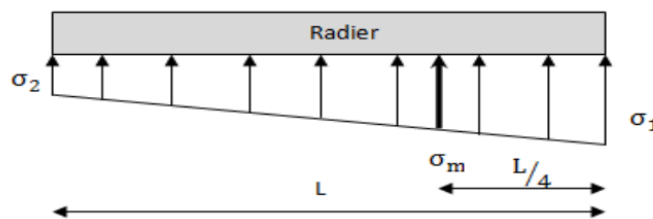
Avec :

σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdal ; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible σ_{sol} ($\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$)

- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire ; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.



Figures VI. 5 : Contraintes sous le radier.

ELU :

$N_u = N_u(\text{structure}) + 1,35 \times \text{poids propre de radier nervuré}$

$N_u = 109723,36 \text{ KN}$

M : le moment de renversement.

$$M_{RX} = 17817,1 \text{ KN.m}$$

$$M_{RY} = 14788,46 \text{ KN.m}$$

Tableau VI. 2 : Contraintes sous le radier à l'ELU.

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right)$ (KN/m ²)
Sens x-x	189,39	158,03	181,55
Sens y-y	175,96	171,46	174,84
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

ELS :

$N=N$ (structure) + poids propre de radier nervuré.

$N=103439,58\text{KN}$

Tableau VI. 3 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right)$ (KN/m ²)
Sens x-x	179,44	148,08	171,6
Sens y-y	166,01	161,51	164,89
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{\text{sol}} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{\text{sol}} = 266$

Conclusion :

Les contraintes soient vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de risque de soulèvement.

•Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante

ELU: $\sigma_U = 181,55\text{KN/m}^2$

ELS: $\sigma_{\text{ser}} = 171,6\text{KN/m}^2$

VI.5.6 Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable.

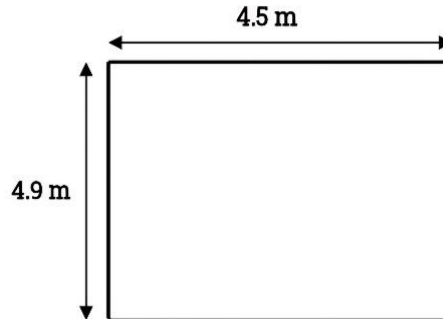
VI.5.6.1 Ferrailage de la dalle du radier**• Valeur de la pression sous radier**

ELU: $q_u = \sigma_U \times 1\text{m} = 181,55\text{KN/m}$

ELS: $q_{\text{ser}} = \sigma_{\text{ser}} \times 1\text{m} = 171,6\text{KN/m}$

VI.5.6.1.1 Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.



Figures VI. 6 : Panneau de la dalle du radier.

VI.5.6.1.2 Calcul des moments :

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Panneau de rive**

-Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x \\ M_{ty} = 0,85 M_y \end{cases}$$

-Moment sur appuis :

$$\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x \text{ (Appui de rive)} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_y \text{ (Autre appui)} \end{cases}$$

- **Panneau intermédiaire**

-Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x \\ M_{ty} = 0,75 M_y \end{cases}$$

-Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$$

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

Moment en travée : $M_t = 0,85M_0$

Moment sur appuis : $M_a = 0,5 M_y$ avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

On prend le panneau de rive les plus sollicité avec : $L_x=4,5$ m ; $L_y =4,9$ m

Alors : $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,5}{4,9} = 0,92 \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens .

$$\rho = 0,92 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0437 \\ \mu_y = 0,8251 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 160,66 \text{ KNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 132,56 \text{ KNm}$$

→Moments er travées :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 136,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 99,42 \text{ KN.m}$$

→Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 80,33 \text{ KN.m}$$

VI.5.6.1.3 Ferrailage de la dalle :

b=100 cm ;h=50cm ;d=45cm ;Fe=500MPa ; $f_{c28} =30\text{MPa}$; $f_{c28} = 2,4\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 4 : Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M_u (KN.m)	μ	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix (cm ²)	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	136,56	0,040	0,051	441	7,12	7T16	14,07	20
	y-y	99,42	0,029	0,037	443	5,16	7T14	10,78	20
appui	x-x	80,33	0,023	0,030	445	4,15	6T14	9,24	20
	y-y								

VI.5.6.1.4 Vérification nécessaire :

- **Espacement**

Suivant x-x :

$$\text{Esp} \leq \min(4h, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

Suivant y-y :

$$\text{Esp} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{c28}}{F_e} = 1,99 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \dots (\text{F.P})$$

$$\rho = 0,92 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0509 \\ \mu_y = 0,8799 \end{cases}$$

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \times 1 \text{ m} = 171,6 \text{ KN/m}$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 176,87 \text{ KNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 155,63 \text{ KNm}$$

→ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 150,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 116,72 \text{ KN.m}$$

→ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 88,44 \text{ KN.m}$$

Tableau VI. 5 : Vérifications des contraintes.

	Sens	M	choix	As	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Vérification
Travée	x-x	150,34	7T16	7,16	18	237,46	309,94	250	vérifier
	y-y	116,72	7T14	10,78	6,20	18	240,61	250	vérifier
Appui	x-x	88,44	6T14	9,24	5,01	18	212,70	250	vérifier
	y-y								

- Vérifications de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$$

Avec :

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

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{181,55 \times 4,9}{2} = 444,8 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{444,8 \times 10^3}{1000 \times 450} = 1\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

VI.5.6.2 Ferrailage des nervures

VI.5.6.2.1 Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « BAEL91 modifier 99 » [2]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,50M_0$$

VI.5.6.2.2 Calcul des armatures

b=55 cm ; h=120 cm ; d=108 cm

→ Sens x-x : L=4,5m ; q=181.55 KN/m

Tableau VI. 6 : Ferrailage des nervures (sens x-x).

	M_u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix (cm ²)	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	389,45	0,020	0,025	106,9	8,38	6T14	9,24	20
Appui	229,08	0,021	0,027	106,9	4,93	3T12	6,79	20

→ Sens y-y : L=4.9m ; q=181,55KN/ml.

Tableau VI. 7 : Ferrailage des nervures (sens y-y).

	M_u (KN.m)	μ	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix (cm ²)	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	463,15	0,042	0,054	105,7	10,08	6T16	12,06	20
Appui	272,44	0,025	0,032	106,6	5,88	3T16	6,03	20

VI.5.6.2.3 Vérifications nécessaires

- Vérification des contraintes à l'ELS

$$q_{ser} = 171.6 \text{ KN/m}$$

Tableau VI. 8 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	Position	M(KN.m)	A_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Vérification
y-y	Travée	437,76	12,06	7,87	18	336,10	250	Nom vérifié
	Appui	257,51	6,03	6,27	18	395,41	250	Nom vérifié
x-x	Travée	369,21	9,24	7,45	18	369,98	250	Nom vérifié
	Appui	217,18	6,79	5,01	18	296,16	250	Nom vérifié

Remarque :

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

Tableau VI. 9: Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M (kN.m)	Choix	As (cm ²)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Vérification
Travée	x-x	369,21	7T16	14,07	6,22	18	242,97	250	vérifier
Travée	y-y	437,76	9T16	18,1	6,65	18	223,94	250	vérifier
Appui	x-x	217,18	7T14	10,78	4,10	18	186,54	250	vérifier
Appui	y-y	257,51	7T14	10,78	4,86	18	221,18	250	vérifier

Remarque : La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement appelées CHAISES donc en prévoit chaise de T12/m².

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1f_{c28}; 4MPa) = 3MPa$$

Avec :

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

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{181,55 \times 4,9}{2} = 444,8 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{437,84 \times 10^3}{550 \times 1080} = 0,75MPa < \bar{\tau}_u = 3MPa \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Armatures transversales**

BAEL 91 modifié 99[2] :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K=1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 \times S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4MPa \right) = 0,40 \text{ MPa}$$

RPA99 version 2003 [4]:

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t \right) = 19,20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} 125\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10} \right) = 1,4 \text{ cm}$$

Fe=500MpA; $\tau_u=0,82\text{MpA}$; $f_{t28}=2,4\text{Mpa}$; b=55cm; d=108cm

On trouve :

S=15cm.....Zone nodal.

S=30cm.....Zone courante.

Tableau VI. 10 : Choix des armatures transversales.

	Section	Zone	St(cm)	ϕ_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_t^{adp} (cm ²)
Nervures	55 × 120	courante	30	1,4	4,5	4T12	4,52
		nodale	15	1,4	2,25	4T12	4,42

VI.6 Armatures de peau

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm /ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

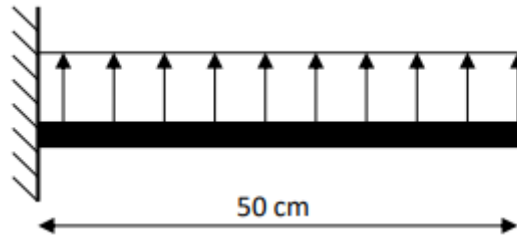
$$h=120 \text{ cm}$$

$$A_p = 3 \times 1,20 = 3,6 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 4T12 = 4.52 \text{ cm}$$

VI.6.1 Ferrailage du débord

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.



Figures VI. 7: Schéma statique du débord.

ELU : $q_u = 181,55 \text{ KN/ml}$ pour une bande de 1m.

ELS : $q_{ser} = 171.6 \text{ KN/ml}$pour une bande de 1m.

VI.6.2 Calcul des efforts

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

. **E.L.S** : $M_u = \frac{q_u L^2}{2} = 22,69 \text{ KN.m}$

$T_u = -q_u \times L = -90,78 \text{ KN}$

. **E.L.S** : $M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{2} = 21,45 \text{ KN.m}$

$T_{ser} = -q_{ser} \times L = -85,8 \text{ KN}$

VI.6.3 Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m.

$B=100\text{cm}$, $h=50\text{cm}$, $d= 45 \text{ cm}$, $f_{c28}=30\text{MPa}$, $F_e= 500\text{MPa}$, $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$

Tableau VI. 11: Ferrailage du débord.

$M_u(\text{KN.m})$	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
22,69	0,007	0,008	44,9	1,16	5T12	5,65	20

•Condition de non fragilité

$A_s^{min} = 0,23b.d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,97 \text{ cm}^2$.

Le choix : 5T12, avec $A=5,65\text{cm}^2$, $S=20\text{cm}$

•Armature de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41cm^2 \leq A_r \leq 2,83cm^2$$

On adopte : 3T8 avec $A_s = 1,51cm^2$, $S = 20cm$

VI.6.4 Vérification de la contrainte tangentielle du béton

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1f_{c28}; 4MPa) = 3MPa$$

Avec :

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

$$T_u = q_u L = 181,55 \times 0,5 = 90,78KN$$

$$\tau_u = \frac{90,55 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0,20MPa < \bar{\tau}_u = 3MPa \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

•Vérification des contraintes à l'ELS

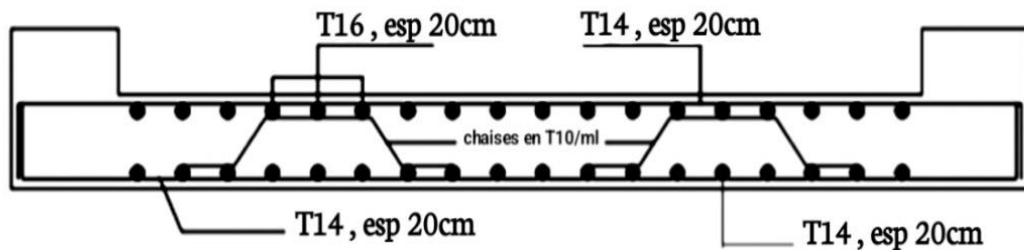
La fissuration est considérée comme préjudiciable

Tableau VI. 12: Vérification des contraintes du débord.

M KN.m	As	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Vérification
21,45	5,65	1,51	18	84,37	250	vérifier

VI.7 Schémas de ferrailage de radier nervure

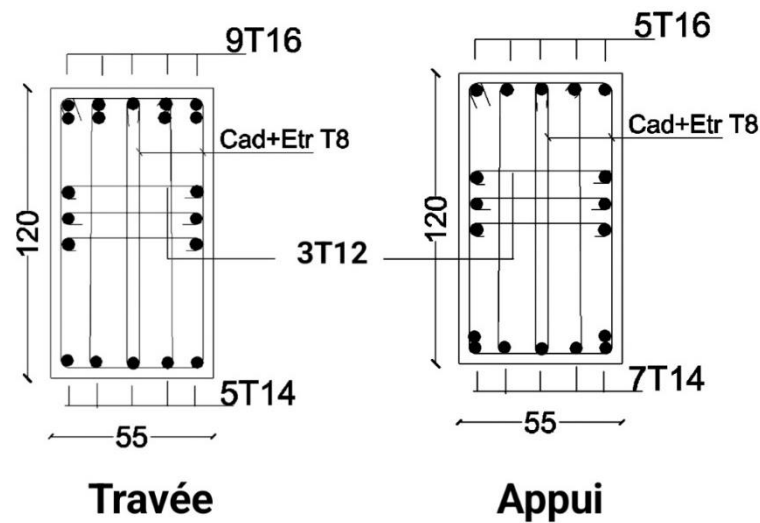
VI.7.1 Ferrailage de la dalle de radier



Figures VI. 8: Schéma de ferrailage de dalle de radier.

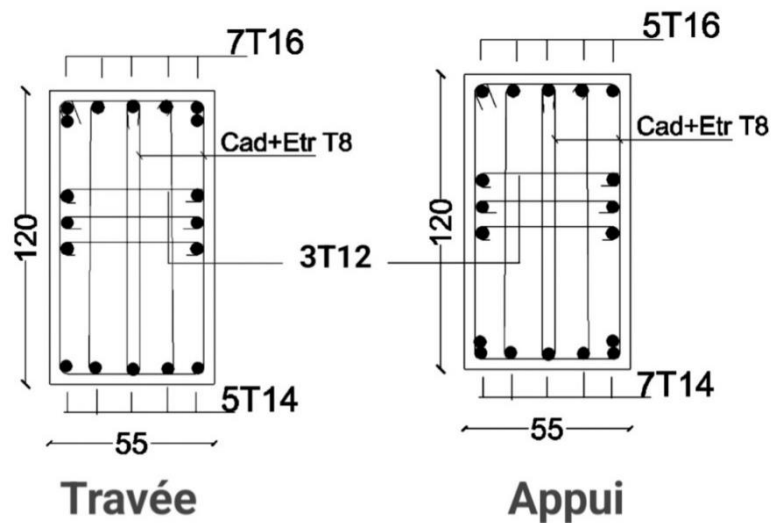
VI.7.2 Ferrailage des nervures

Suivant x-x :



Figures VI. 9: Schéma de ferrailage des nervures suivant x-x.

Suivant y-y :



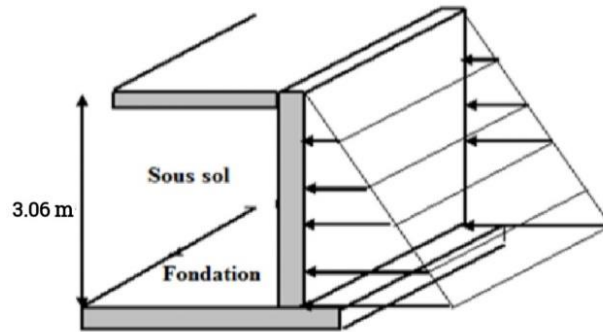
Figures VI. 10: Schéma de ferrailage des nervures suivant y-y.

VI.8 Etude du voile périphérique

VI.8.1 Introduction

Notre structure comporte un périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.



Figures VI. 11: Evaluation des charges.

VI.8.2 Pré dimensionnement

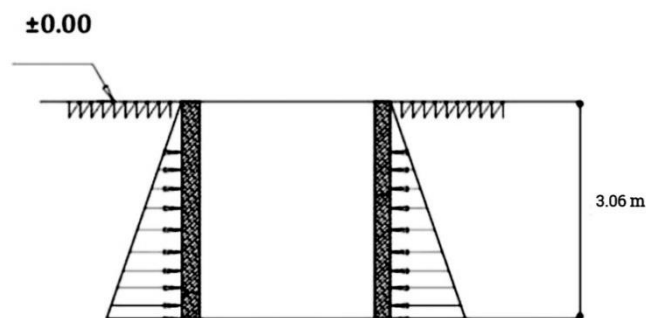
Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère à la prescription du **RPA99 version 2003**[4], qui stipule d'après l'article 10.1.2.

VI.8.3 Evaluation des charges

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

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

$$L_x=3.06\text{m} ; L_y=4.9\text{m} ; e=15\text{ cm.}$$



Figures VI. 12: Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 20,5\text{KN/m}$)

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne .

$$\varphi=26.69^\circ \quad A=f(\varphi) = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.380$$

$$Q = A \times \gamma \times h = 0,38 \times 20,5 \times 3,06 = 23,84 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 1,35 \times 23,84 = 32,18 \text{ KN/ml}$$

VI.8.4 Effort dans le voile périphérique

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{4,9} = 0,62 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

•Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

•Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

ν :Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 \text{ à l'ELU} \\ 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,62 \begin{cases} \mu_x = 0,0794 \\ \mu_y = 0,3205 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 23,92 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 7,67 \text{ KN.m}$$

VI.8.5 Ferrailage du voile périphérique

$B=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=0,9h=13,5\text{cm}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$, $F_e= 500\text{MPa}$, $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau VI. 13 : Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	$M_u(\text{KN.m})$	μ	A	Z(mm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	20,33	0,081	0,106	116	4,02	6T10	4,74	20
	y-y	6,52	0,026	0,033	120	1,25	6T10	4,74	20

appui	x-x	10,17	0,041	0,052	119	1,97	6T10	4,74	20
	y-y								

VI.8.6 Condition exigée par les RPA99/version 2003 [4]

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

$$A_L \geq 0,1 \times 15 \times 100 = 1,50 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 15 \times 100 = 1,50 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VI.8.7 Condition de non fragilité

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm.

On a: $12 \text{cm} \leq e \leq 30 \text{cm}$

$h = e = 15 \text{cm}; b = 100 \text{cm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = A_x^{min}; A_x^{min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y = A_y^{min}; A_y^{min} = \rho_0 bh \end{array} \right.$$

$\rho_0: 0,0006 \dots \dots \dots$ pour les barres de **FeE500**

$$A_x^{min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} = 0,0006 \left[3 - \frac{3,06}{4,9} \right] \frac{100 \times 15}{2} = 1,069 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 bh = 0,0006 \times 15 \times 100 = 0,9 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 4,74 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 1,069 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,74 \text{ cm}^2 > A_y^{min} = 1,069 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

En appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 4,74 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 1,069 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,74 \text{ cm}^2 > A_y^{min} = 1,069 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

VI.8.8 Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{32,18 \times 3,06 \times 4,9}{2 \times 3,06 + 4,9} = 16,09 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{32,18 \times 3,06}{3} = 32,82 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 32,82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{32,82 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,5 \text{ MPa}$$

VI.8.9 Vérification a l'ELS

Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$Q_{ser} = Q_1 = 23,84 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,62 \begin{cases} \mu_x = 0,0794 \\ \mu_y = 0,3205 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 17,72 \text{ KN.m}$$

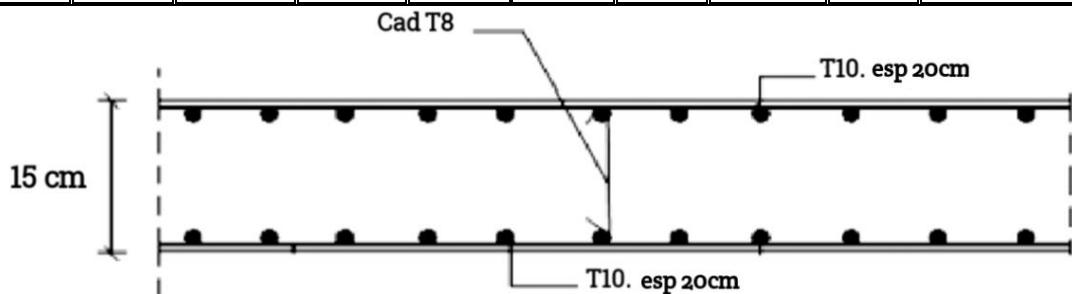
$$M_y = \mu_y M_x = 5,68 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI. 14: Vérifications des contraintes.

	Sens	M	Choix	As	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Vérification
Travée	x-x	15,06	6T10	4,74	7,60	18	235,35	250	vérifier
	y-y	4,83	6T10	4,74	2,44	18	75,48	250	vérifier
Appui	x-x	8,86	6T10	4,74	4,47	18	138,46	250	vérifier
	y-y								



Figures VI. 13: Schéma de ferrailage du voile périphérique suivant x-x et y-y

CHAPITRE VII

Conclusion

Ce projet de fin d'études a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine du génie civil, notamment par la découverte des multiples notions mises en jeu, du règlement parasismique et de son application. Cette expérience nous a aidés à mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements en vigueur.

Il nous a également permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'ingénieur. En particulier la capacité à émettre un regard critique et à essayer d'aller dans le détail quand les choses ne sont pas claires. Même si le travail effectué lors de ce Projet de Fin d'Etude n'a pas répondu à toutes les questions que nous sommes posées, il nous a néanmoins permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation et d'engager des échanges avec des ingénieurs de bureaux d'études ou des bureaux de contrôle car par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on arrivera à avancer.

On souhaite que ce modeste travail soit à la hauteur et qu'il serve pour les promotions futures.

Référence bibliographique

[1] : [C.B.A.93] MINESTER DE L'HABITAT, Règles de conception et de calcul des Structures en béton armé, 1993

[2] : [BAEL, 91] Jean-Pierre Mougou, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième. Édition Eyrolles 2000.

[3] : [D.T.R. B.C. 2.2] MINISTERE DE L'URBANISME ET DE LA CONSTRUCTION, Charges permanentes et charges d'exploitation

[4] : [R.P.A.99/VERSION2003] MINISTER DE L'HABITATION ET DE L'URBANISME, Règles Parasismique Algérienne, version 2003.

[5] : Excel des voiles de Madame Aouali.

[6] : Mémoire de : **BENAMAROUCHE Choib- ZIDOUR Abdelghafa**. «ETUDE D'UN BATIMENT R+12+S/SOL EN BETON ARME. » Université Saad Dahleb Blida

LES OUTILES UTILISER

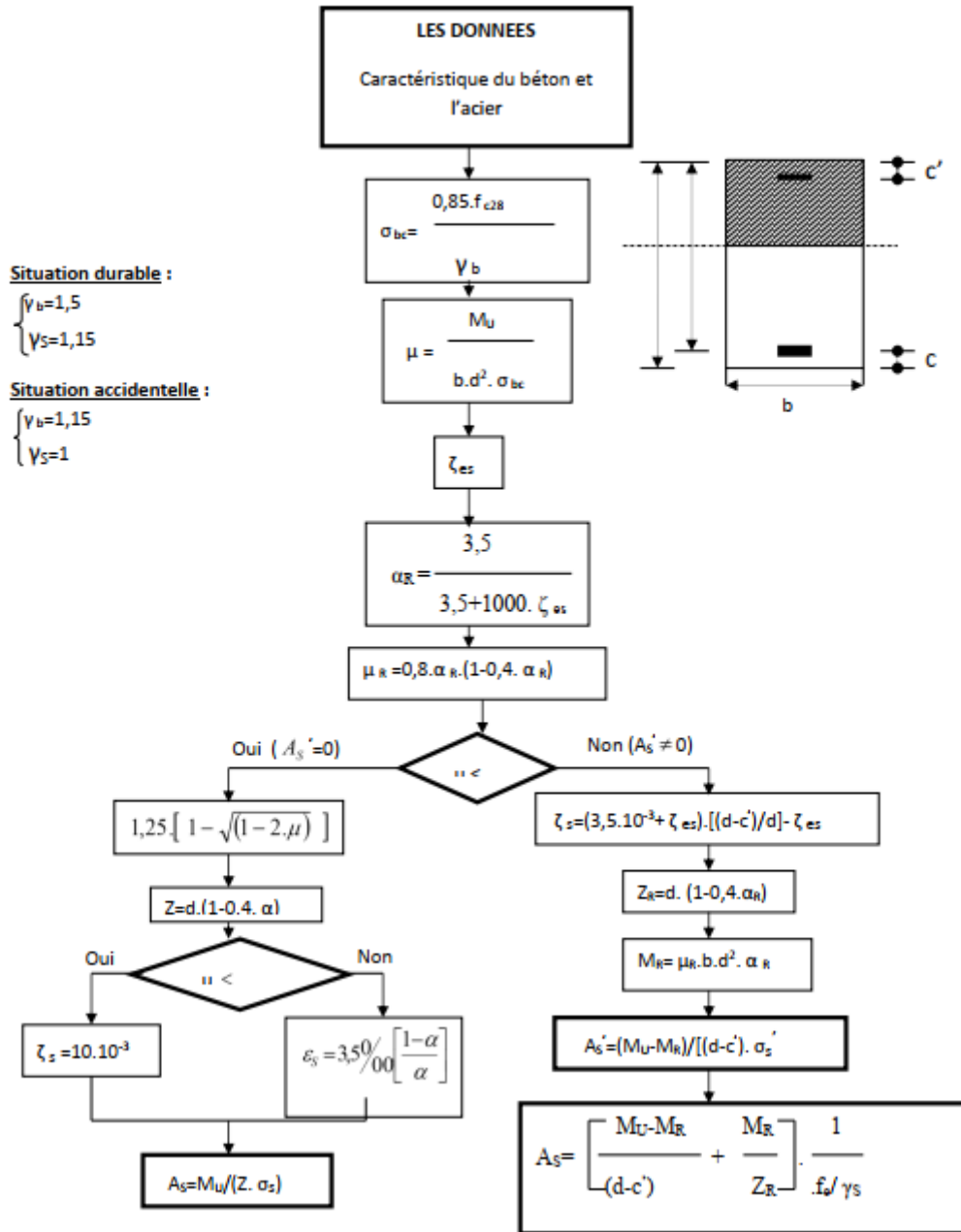
Logiciels :

- ETABS 20.....Analyse des structures
- AUTOCAD 2019.....Dessin
- EXCEL 2016.....Calcul.
- WORD 2016.....Traitement
du texte.
- SOCOTEC et EXPERT... ..(calcul de sections rectangulaires en béton armé
a la flexion simple).

Annexe

ORGANIGRAMME -I-

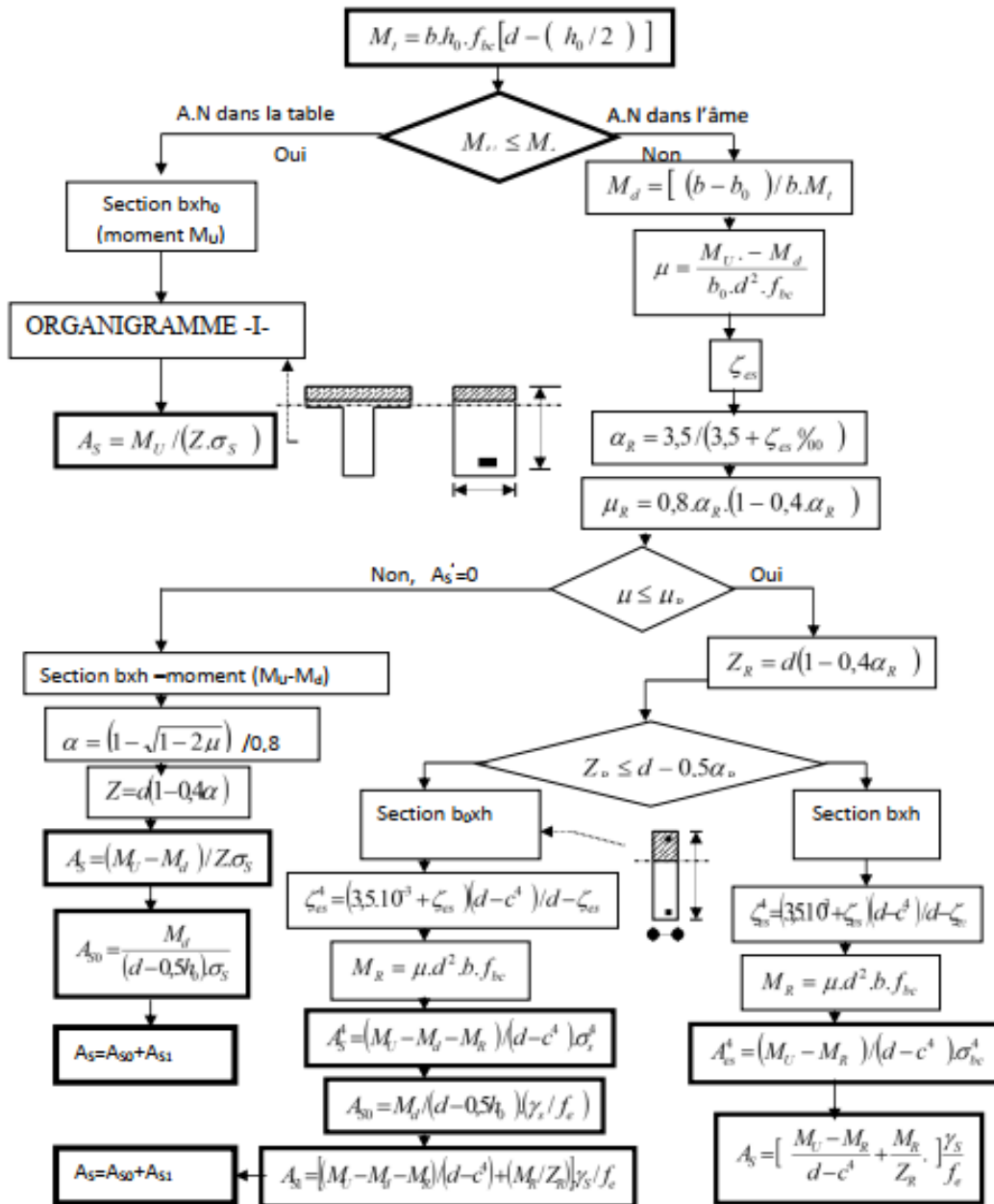
SECTION RECTANGULAIRE A L'ELU EN FLEXION SIMPLE



Organigramme. 1 : Section rectangulaire a l'ELU en flexion simple.

ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN -T- A L'ELU EN FLEXION SIMPLE

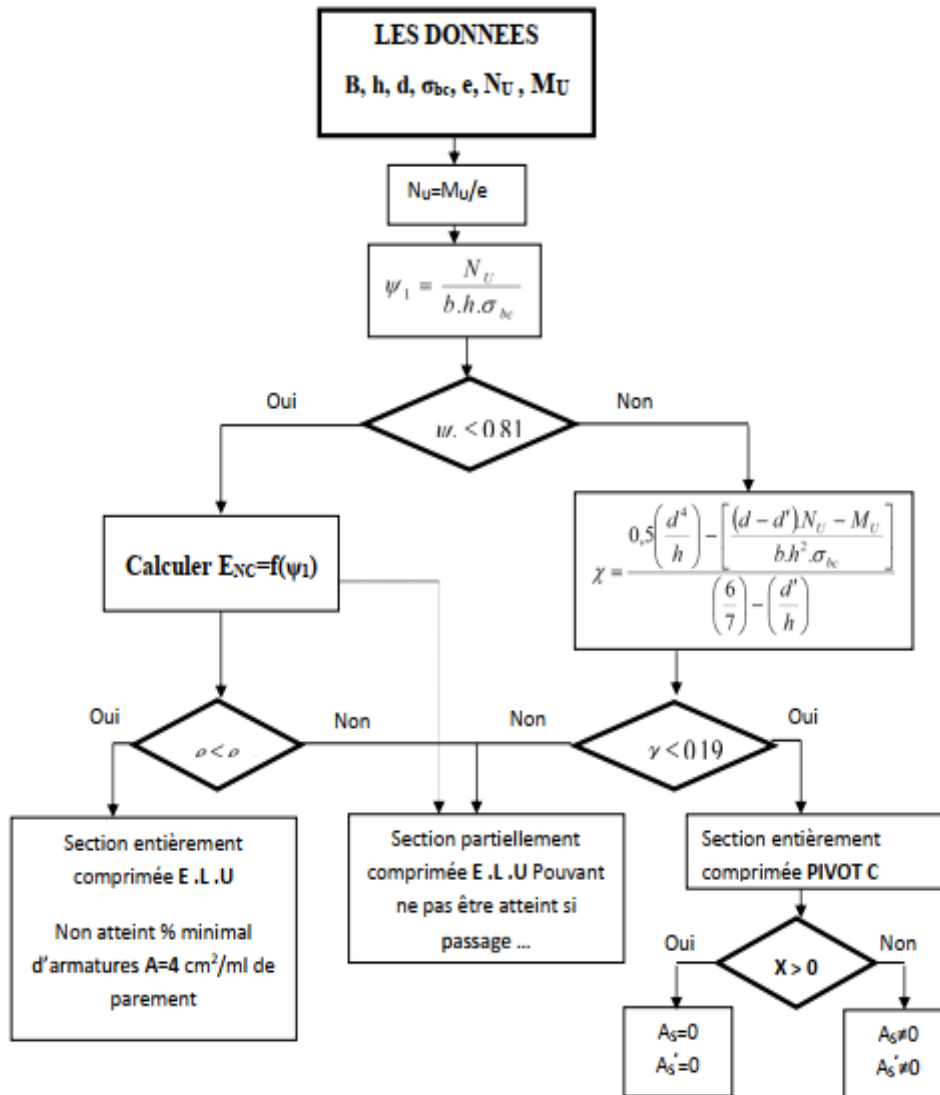
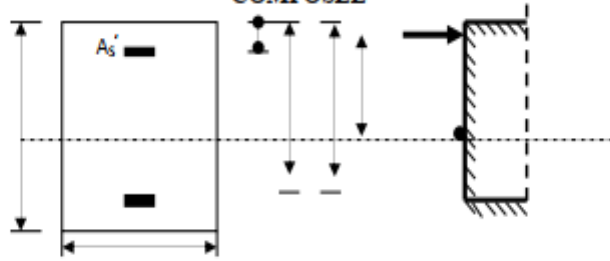


Organigramme. 2 : Calcul d'une section en - T - a l'ELU en flexion simple.

ORGANIGRAMME -III-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'ELU EN FLEXION

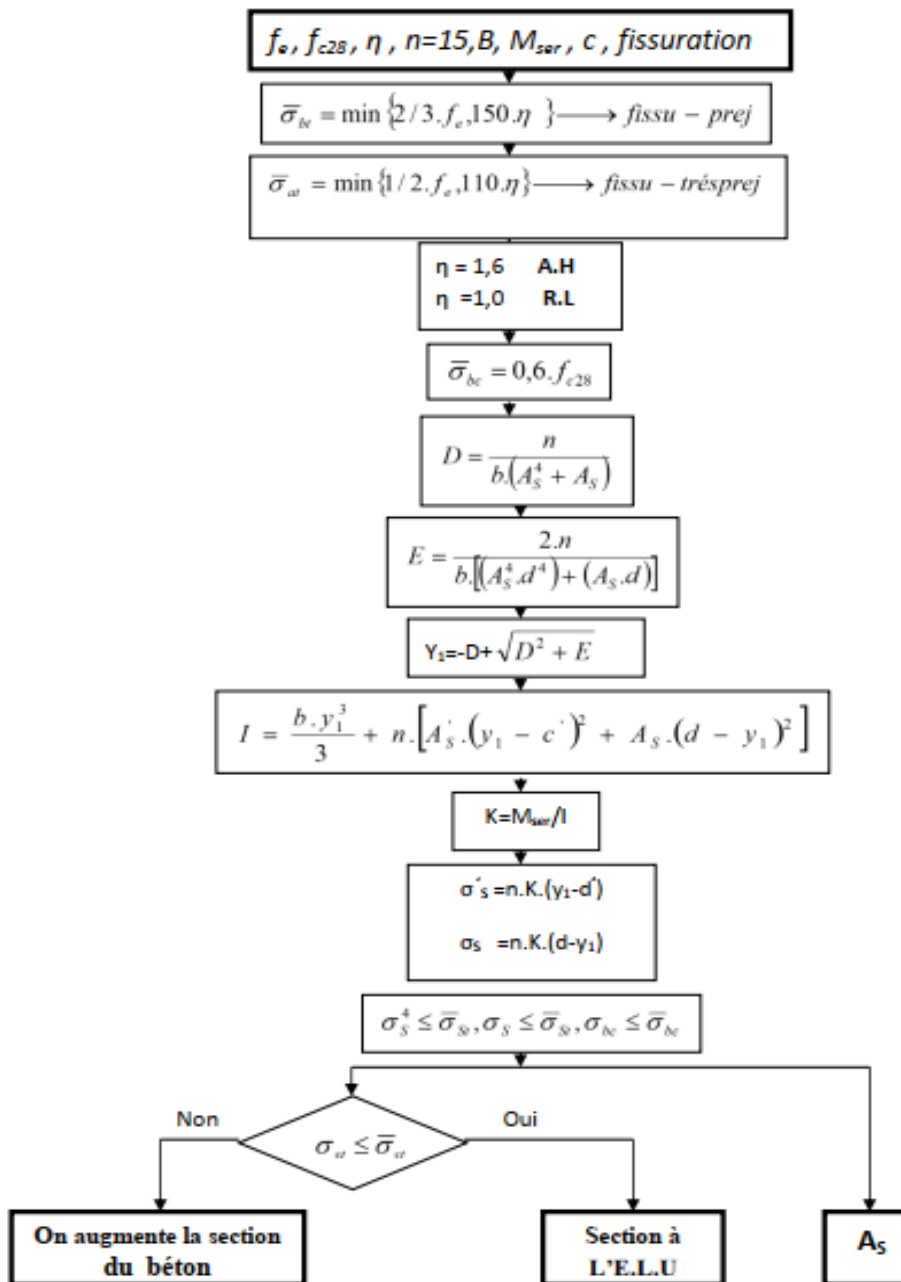
COMPOSEE



Organigramme. 3 : Calcul d'une section rectangulaire a l'ELU en flexion composee.

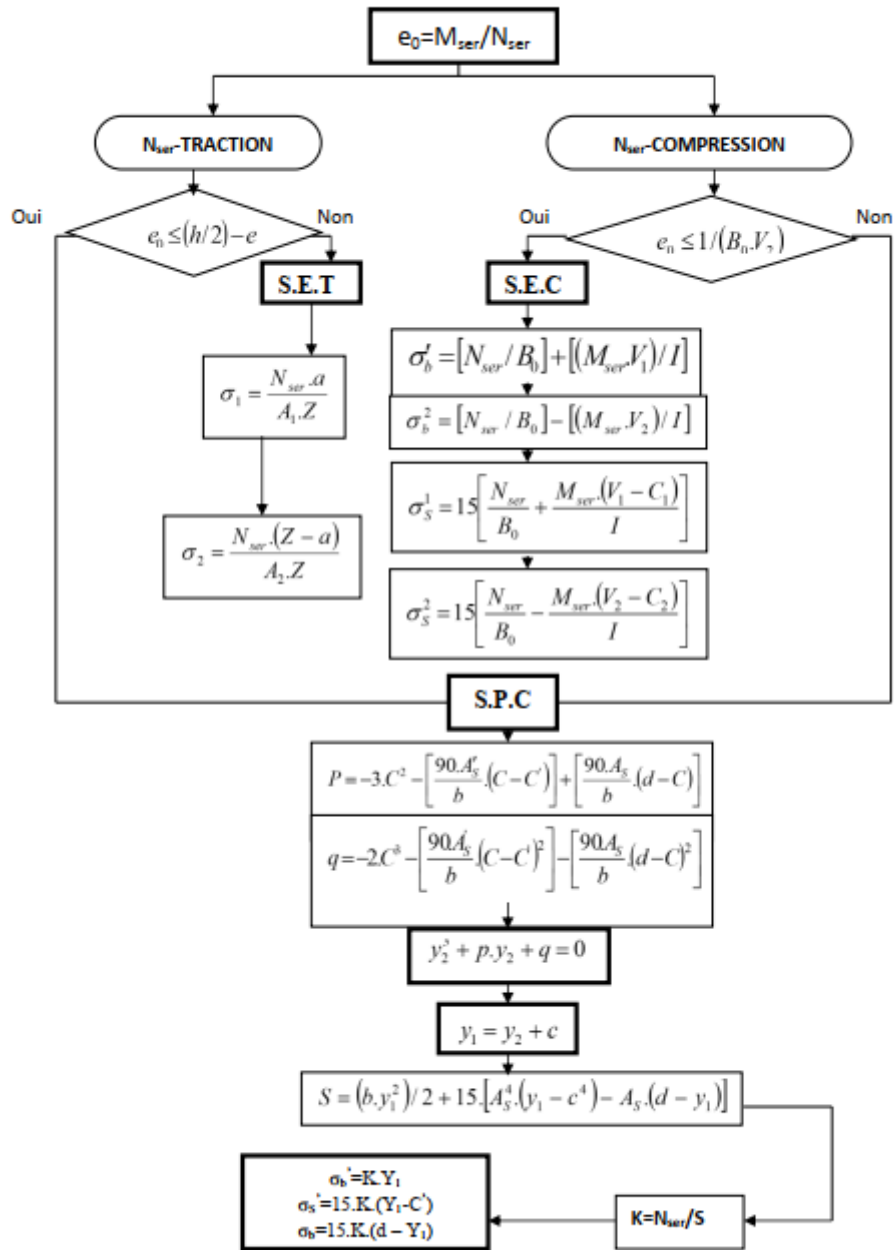
ORGANIGRAMME -IV-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S



Organigramme . 4 : Verification d'une section rectangulaire a l'ELS

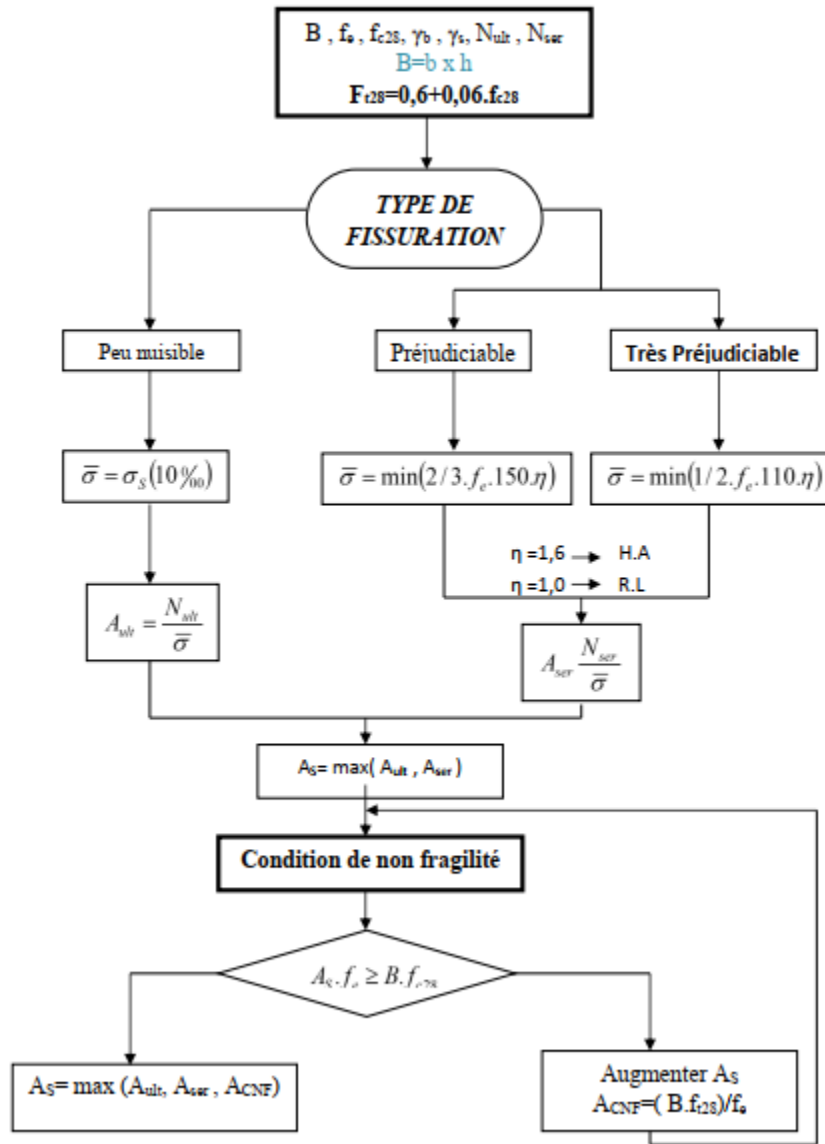
ORGANIGRAMME-V-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



Organigramme. 5 : Flexion composee a l'ELS.

ORGANIGRAMME -VI-

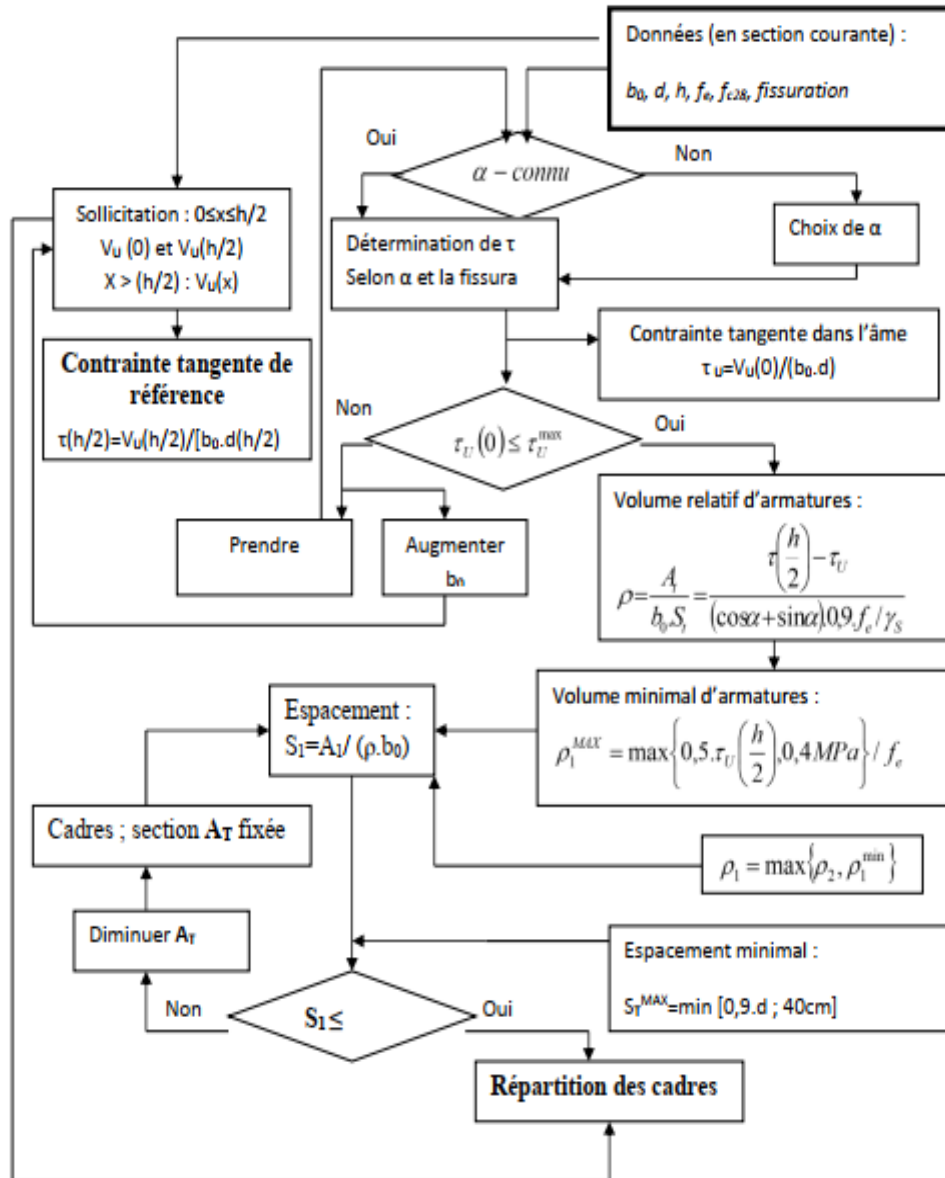
TRACTION SIMPLE



Organigramme. 6: Traction simple.

ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT



Organigramme. 7 : Calcul des armatures d'une poutre soumise a l'effort tranchant.

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

ϕ N	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Tableau des armatures

Tableau . 1 : Tableau des armatures.

**Dalles rectangulaires uniformément chargées
articulées sur leur contour.**

$g = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Tableau . 2 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour.