

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
جامعة -البليدة 1-
UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA



كلية التكنولوجيا
Faculté de Technologie
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج
MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Pour l'Obtention du diplôme de

MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : Matériaux

Thème

ETUDE D'UN BATIMANT EN BETON ARME (R+9+SOUS-SOL)
A USAGES MULTIPLES CONTREVETE PAR DES PORTIQUES ET
DES VOILES.

Présenté par :

M^r. DJEZIRI Abdelhadi.

M^{elle}. DAHRI Khadidja.

Devant les membres de jury :

Mme : HALFAYA F.Z

U. Saad Dahleb-Blida

President

Mme: BOULEGHEBAR K

U. Saad Dahleb-Blida

Examineur

M^r: ALLALI .Sid Ahmed

U. Saad Dahleb-Blida

Promoteur

Blida, Septembre 2022



REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage pour mener à bien ce modeste travail.

*Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre promoteur
S.ALLALI qu'ont su nous prodiguer durant l'évolution de notre projet.*

*Nous ne manquerions pas de remercier vivement les enseignants du département de **GENIE CIVIL** qui nous ont suivies tout au long de notre cursus, et qui nous ont permis d'acquérir les connaissances nécessaires pour l'élaboration de ce modeste travail.*

Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de nos profonds Respects pour avoir pris la peine d'examiner ce manuscrit.

Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apportés aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

DJEZIRI ABDELHADI

DAHRI KHADIDJA

Résumé

Ce projet consiste principalement à l'étude d'une structure en béton armé (R + 9+ S-sol) contreventée par des portiques et des voiles, à usage multiple.

La structure est implantée à wilaya de Blida « Bouinan », zone de sismicité 3 (zone III), l'ouvrage est de grande importance « groupe 2 ».

L'étude de ce projet et le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles et normes suivantes : RPA99/version 2003, BAEL91/modifiées 99, CBA93, DTR.B.C.2.2, DTR.B.C.2.3.3.1.

L'étude dynamique du bâtiment est faite par l'analyse du modèle numérique de la structure en 3D à l'aide du Logiciel de calcul ETABS.

Abstract:

This project mainly consists of a study of a reinforced concrete structure (R+9+ basement) reinforced with moment frames and shear walls for multiple uses.

The structure is located in Wilaya of Blida Bouinan, Seismic Zone 3 (Zone III), Group 2 with major importance.

The study and elements design and reinforcement of this project was done in compliance with the following regulations and standards: RPA99/Version 2003, BAEL91/Modified 99, CBA93, DTR.B.C.2.2, DTR.B.C.2.3.3.1, DTR.B.C.2.3.3.1.

The dynamic analysis of the building is done by analysing the numerical 3D model of the structure using the ETABS software.

ملخص:

يتكون هذا المشروع بشكل أساسي من دراسة هيكل خرساني مسلح يتألف من عدة طوابق ذات استخدامات متعددة (طابق أرضي سفلي + طابق أرضي + 9 طوابق) مقاوم ومستقر بواسطة العارضات الأعمدة والجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.

يقع الهيكل في ولاية البلدية "بوينان"، منطقة الزلازل 3 (المنطقة الثالثة) ذات أهمية كبيرة المجموعة الثانية.

دراسة هذا المشروع وتسليح عناصره وتحديد أبعاده تمت عبر عدة قوانين ونظم مثل

RPA99/Version 2003, BAEL91/Modified 99, CBA93, DTR.B.C.2.2, DTR.B.C.2.3.3.1, DTR.B.C.2.3.3.1.

الدراسة الحركية تمت باستعمال البرنامج إيتابس

ETABS

TABLE DES MATIERES

Remerciement

Dédicace

Résumé

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'Ouvrage

I.1. Introduction	3
I.2. Présentation du projet	3
I.3. Description du système structurel	3
I.4. Les états limites (BAEL91)	4
I.4.1. Définition	4
I.4.2. Hypothèses de calcul aux états limites	5

Chapitre II : Pré-dimensionnement

II.1. Introduction	11
II.2. Plancher terrasse innaccesible.....	11
II.3. Plancher étage courant (1 ^{er} ou 9 ^{ème})	11
II.4. Maçonnerie.....	12
II.5. Pré-dimensionnement des planchers	13
II.6. Poutres principales [P.P]	15
II.7. Les poutres secondaires [P. S]	17
II.8. Dimensionnement des poteaux	19

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction.....	30
III.2. L'acrotère.....	30
III.2.1. Définition.....	30
III.2.2. Calcul des charges sollicitant l'acrotère	30
III.2.3. Calcul des efforts	31
III.2.4. Ferrailage de la section de l'acrotère.....	32
III.2.6. Vérification des contraintes	34
III.2.7. Vérification de l'effort tranchant.....	35
III.3. Escalier.....	36
III.3.1. Introduction	36
III.3.2. Définition des éléments d'un escalier.....	36
III.3.3. Ferrailage de l'escalier.	39

III.3.4. Vérification à l'E.L. S.....	41
III.4. Etude des planchers	42
III.4.1. Introduction	42
III.4.2. Calcul des poutrelles.....	43
III.4.3. Etapes de calcul des poutrelles	45
III.4.4. Vérification à l'E.L. S.....	51
III.4.5. Ferrailage de la table de compression.....	52

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction	55
IV.2. Objectif de l'étude dynamique	55
IV.3. Modélisation de la structure	55
IV.4. Méthodes de calcul	56
IV.4.1. Méthode statique équivalente	56
IV.4.2. Méthode d'analyse modale spectrale.....	57
IV.4.3. Méthode statique équivalente	58
IV.5. Résultats de l'analyse sismique	62
IV.5.1. Model initial	62
IV.5.2. Analyse des modèles	63
IV.5.3. Model final.....	64

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistant

V.1. Introduction.....	72
V.2. Ferrailage des poteaux	72
V.2.1. Introduction.....	72
V.2.2. Combinaison d'action.....	72
V.2.3. Recommandation selon RPA99 version 2003	73
V.2.4. Ferrailage des poteaux	73
V.2.5. Choix des armatures.....	77
V.2.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	77
V.2.7. Vérification de l'effort tranchant	78
V.2.8. Ferrailage transversal des poteaux.....	79
V.3. Ferrailage des poutres	83
V.3.1. Introduction.....	83
V.3.2. Calcul de ferrailage.....	84
V.3.3. Condition de non fragilité.....	86
V.3.4. Vérification vis à vis de l'ELS.....	87
V.3.5. Vérification de l'effort tranchant	88
V.3.6. Arrêt des barres.....	90
V.4. Ferrailage des voiles :	92
V.4.1. Généralités :	92
V.4.2. Introduction au ferrailage des voiles :	93
V.4.3. Justifications sous sollicitations normales :	94

V.5. Procédure de ferrailage des trumeaux :.....	99
V.5.1. Introduction :	99
V.5.2. Méthode simplifiée pour les voiles rectangulaires :.....	99
V.5.3. Aciers horizontaux :.....	102
V.5.4. Aciers supplémentaires et dispositions constructives :.....	102
V.5.6. Exemple de calcul :.....	104
VI.6. Etude du bloc :.....	107
V.6.1. Les contraintes dans les voiles :	108
V.6.2. Ferrailage verticale des voiles :.....	108
V.6.3. Ferrailage horizontale des voiles :.....	111
V.6.4. Ferrailage des voiles du sous – sol :.....	112

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	116
VI.2. Type de la fondation	116
VI.3. Connaissance du site et du sol	117
VI.4. Choix du type de fondation	117
VI.4.1. Calcul des semelles isolees.....	119
VI.4.1.1. Dimensionnement des semelles isolees	121
VI.4.2. Calcul des semelles filantes.....	121
VI.4.2.1. Dimensionnement	122
VI.4.2.2. Verifications des contraintes des semelles filantes	123
VI.4.3. Radier general.....	123
VI.4.4. Etude du voile peripherique.....	141

Conclusion générale

Références

Annexes

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1: Façade principale	4
Figure II. 1: Plancher a corps creux.....	14
Figure II. 2: La poutre principale et la poutre secondaire.....	17
Figure II. 3: Coupe de voile	18
Figure II. 4: surface de poteau plus sollicitée	22
Figure III. 1: Dimensions de l'acrotère.....	30
Figure III. 2: Schéma statique de l'acrotère.....	31
Figure III. 3: Distance de l'axe neutre	33
Figure III. 4: Ferrailage de l'acrotère	35
Figure III. 5: Eléments d'un escalier.	36
Figure III. 6: Dimension de l'escalier	38
Figure III. 7: Moment fléchissant à l'ELU	39
Figure III. 8: Schéma de ferrailage de l'escalier.....	42
Figure III. 9: Dimensions De La Poutrelle.	43
Figure III. 10: Diagrammes des moments fléchissent.	47
Figure III. 11: Diagrammes des efforts tranchants.	48
Figure III. 12: Ferrailage de la dalle de compression.	53
Figure III. 13: Ferrailage des poutrelles en Travée et en Appuis.	53
Figure IV. 1: Model initiale en 3d	58
Figure IV. 2: Vue en plan model initiale	62
Figure IV. 3: Vue en plan model final	64
Figure V. 1: Schéma ferrailage des poteaux	82
Figure V. 2: arrêts des barres.	90
Figure V. 3: schéma ferrailage des poutres.....	91
Figure V. 4: Section rectangulaire soumise	93
Figure V. 5: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage	94
Figure V. 6: Définition de l'élément mur	95
Figure V. 7: Hauteur libre du mur	95
Figure V. 8: Niveaux de vérification	97
Figure V. 9: Section rectangulaire entièrement comprimée	101
Figure V. 10: Voile partiellement tendue (découpage en bande)	102
Figure V. 11 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	103
Figure V. 12: Disposition des voiles dans le bloc.....	107
Figure V. 13: Ferrailage des voiles.....	114
Figure VI. 1: Les réactions à l'ELS.	118
Figure VI. 2: Les réactions à l'ELU.	119
Figure VI. 3: Semelle isolée sous poteau.....	119
Figure VI. 4: Les bulles de pression.	121
Figure VI. 5: Schéma d'une semelle filante sous poteaux.....	122
Figure VI. 6: Radier général nervurer.....	123

LISTE DES FIGURES

Figure VI. 7: Section semelle en T	125
Figure VI. 8: Schéma du radier.....	131
Figure VI. 9: Ferrailage de la dalle du radier.....	134
Figure VI. 10: Ferrailage des nervures sens porteur.....	137
Figure VI. 11: Ferrailage des nervures sens non porteur.....	138
Figure VI. 12: Schéma statique des débords.....	138
Figure VI. 13: Ferrailage du débord	140
Figure VI. 14: Voile périphérique.....	141

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1: Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	9
Tableau II. 1: Charge permanentes sur le plancher terrasse.	11
Tableau II. 2: Charge permanentes sur le plancher étage courant.	11
Tableau II. 3: La charge permanent des murs extérieures	12
Tableau II. 4: Charge permanentes sur les dalles pleines.	12
Tableau II. 5: Les charges permanent et les charges d'exploitation.....	23
Tableau II. 6: Dégresssion des surcharges.	24
Tableau II. 7: Choix des sections des poteaux centraux	24
Tableau II. 8: Vérification d'effort normal réduit.....	25
Tableau II. 9: Vérification au flambement.....	27
Tableau II. 10: Vérification poteaux centraux à l'ELS.....	28
Tableau III. 1: Résultats d'évaluation des charges d'escalier.....	39
Tableau III. 2: Ferrailage de l'escalier.....	39
Tableau III. 3: Vérification à l'E.L.S.....	41
Tableau III. 4: Vérification de la flèche.....	42
Tableau III. 5: Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.....	49
Tableau III. 6: Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	50
Tableau III. 7: vérification à l'ELS.....	52
Tableau IV. 1: La catégorie du site.....	60
Tableau IV. 2 : Pénalité correspondante au critère de qualité	61
Tableau IV. 3 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial.....	63
Tableau IV. 4: Tableau de vérification des masses modales	65
Tableau IV. 5: Vérification de leffort statique et dynamique	65
Tableau IV. 6: Déplacement suivant X-X	66
Tableau IV. 7: Déplacement suivant Y-Y	67
Tableau IV. 8: Justification vis-à-vis de l'effet P-delta.....	68
Tableau IV. 9: Justification vis-à-vis de l'effet P-delta.....	69
Tableau IV. 10: vérification de l'effort normal réduit	69
Tableau V. 1: Caractéristiques du béton et de l'acier.....	72
Tableau V. 2: Ferrailages des poteaux carrées situation durable (Nmax, Mcorr)	74
Tableau V. 3: Ferrailages des poteaux carrées situation durable (Mmax, Ncorr)	74
Tableau V. 4: Ferrailages des poteaux carrées situation durable (Nmin, Mcorr).....	74
Tableau V. 5: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (Nmax, Mcorr)	75
Tableau V. 6: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (Mmax, Ncorr)	75
Tableau V. 7: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (Nmin, Mcorr).....	75
Tableau V. 8: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (Nmax, Mcorr)	76
Tableau V. 9: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (Mmax, Ncorr)	76
Tableau V. 10: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (Nmin, Mcorr).....	76
Tableau V. 11: Choix des armatures des poteaux.....	77
Tableau V. 12: Vérification des contraintes dans les poteaux (N^{\max} , M^{corr}).....	77
Tableau V. 13: Vérification des contraintes dans les poteaux (Nmin,Mcorr)	78

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V. 14: Vérification des contraintes dans les poteaux (M_{max}, N_{corr}).....	78
Tableau V. 15: Vérification de la contrainte du cisaillement dans les poteaux.....	79
Tableau V. 16: Espacements maximums des poteaux.....	81
Tableau V. 17: Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	81
Tableau V. 18: Ferrailage des poutres porteuses 30x45.....	84
Tableau V. 19: Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x45.....	85
Tableau V. 20: Ferrailage des poutres non porteuses 30x35.....	85
Tableau V. 21: Ferrailage des poutres non porteuses 30x35.....	85
Tableau V. 22: Ferrailage des poutres non porteuses 30x35.....	86
Tableau V. 23: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x35.....	86
Tableau V. 24: Vérification de la condition de non fragilité.....	87
Tableau V. 25: Vérification des poutres porteuses (30X45) à l'ELS.....	87
Tableau V. 26: Vérification des poutres non porteuses (30X35) à l'ELS.....	88
Tableau V. 27: Vérification de la contrainte de cisaillement.....	88
Tableau V. 28: calcul des armatures transversales.....	89
Tableau V. 29: Valeurs de (lf/l)	96
Tableau V. 30: Calcul de $\sigma_{ou\ lim}$	97
Tableau V. 31: Aciers verticaux et horizontaux.....	98
Tableau V. 32: Aciers transversaux.....	99
Tableau V. 33: Aciers supplémentaires.....	103
Tableau V. 34: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.....	105
Tableau V. 35: Calcul des armatures verticales de l'exemple.....	106
Tableau V. 36: Tableau récapitulatif des contraintes dans les voiles.....	108
Tableau V. 37: Calcul des armatures de traction du voile VL1 ($L = 2,20\ m$).....	108
Tableau V. 38: Calcul des armatures de traction du voile VL2 ($L = 2,20\ m$).....	109
Tableau V. 39: Calcul des armatures de traction du voile VT1 ($L = 4,30\ m$).....	109
Tableau V. 40: Calcul des armatures de traction du voile VT2 ($L = 4,30\ m$).....	109
Tableau V. 41: Calcul des armatures de compression du voile VL1 ($L = 1,5\ m$).....	110
Tableau V. 42: Calcul des armatures de compression du voile VL2 ($L = 1,5\ m$).....	110
Tableau V. 43: Calcul des armatures de compression du voile VT1 ($L = 2,00\ m$).....	111
Tableau V. 44: Calcul des armatures de compression du voile VT2 ($L = 2,00\ m$).....	111
Tableau V. 45: Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	111
Tableau VI. 1: Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées.....	120
Tableau VI. 2: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.....	121
Tableau VI. 3: dimensions des semelles filantes centrale à l'ELS.....	122
Tableau VI. 4: vérifications des contraintes des semelles filantes.....	123
Tableau VI. 5: Calcul de la hauteur de la nervure dans le sens longitudinal.....	125
Tableau VI. 6: Calcul de la hauteur de la nervure dans le sens transversal.....	126
Tableau VI. 7: Contrainte sous le radier à l'ELU.....	128
Tableau VI. 8: Contrainte sous le radier à l'ELS.....	129
Tableau VI. 9: Calcul des moments à l'ELU.....	131
Tableau VI. 10: Calcul des moments à l'ELS.....	131
Tableau VI. 11: Ferrailage des panneaux du radier.....	132
Tableau VI. 12: Vérification des contraintes à l'ELS.....	133
Tableau VI. 13: Ferrailage des nervures sens porteur.....	134
Tableau VI. 14: Ferrailage des nervures sens non porteur.....	135
Tableau VI. 15: Vérification des contraintes à l'ELS.....	135
Tableau VI. 16: Calcul du ferrailage du débord.....	139
Tableau VI. 17: Vérifications des contraintes à l'ELS.....	139

LISTE DES TABLEAUX

Tableau VI. 18: Calcul des moments en travée et sur appuis	142
Tableau VI. 19: Ferrailage du voile périphérique.....	143
Tableau VI. 20: Calcul des moments en travée et sur appuis	144
Tableau VI. 21: Calcul des contraintes à l'ELS	144
Tableau VI. 22: Récapitulatif du calcul de la flèche.....	146

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.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- C_c : Coefficient de compression.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
- F_{fr} : Force de frottement.
- 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.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- 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.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.

LISTE DES SYMBOLES

- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- 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.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

Introduction générale

La construction de bâtiments s'est développée rapidement, surtout après la Seconde Guerre mondiale. En raison du développement économique dans les pays développés, la structure verticale a été préférée pour économiser de l'espace.

L'Algérie se situe dans la zone de convergence des plaques tectoniques. Il se marque comme une zone de forte activité sismique. Cependant, ce choix (structure verticale) est risqué. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique.

Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure où chaque étude de projet de construction a un objectif :

Sécurité : Assurer la stabilité du travail.

Économie : utilisé pour réduire les coûts du projet.

L'utilisation du béton armé (BA) dans la construction est déjà un avantage économique. Peu coûteux par rapport à d'autres matériaux (cadres en bois ou en métal).

Dans le cadre de ce projet, des calculs ont été effectués pour un bâtiment en béton armé à Neuf étages d'habitation et un rez de chaussé de commerce situé dans une zone III de sismicité, l'ouvrage est de grande importance « groupe 2 » à Bouinan wilaya de Blida.

Ce mémoire est composé de six chapitres :

- Le premier chapitre consiste la description générale de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés.
- Le chapitre 2 décrit le pré dimensionnement de différents éléments constituant le bâtiment.
- Le chapitre 3 couvre le calcul des éléments secondaires (l'acrotère, l'escalier, le plancher).
- Le chapitre 4 décrit l'étude dynamique de la structure et la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure (en utilisant le logiciel ETABS version 2013).
- Le chapitre 5 décrit le ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles)
- Le dernier chapitre est une étude des fondations.

Chapitre I

Présentation de l'Ouvrage

I.1. Introduction

Dans ce chapitre on va voir une description de notre projet ainsi que les diverses caractéristiques de notre bâtiment, sans oublier : les différentes hypothèses de calcul, règlements et normes utilisés.

I.2. Présentation du projet

Les différentes caractéristiques de notre étude est présenté comme suit :

- la structure en **béton armé**
- l'étude de génie civil de d'un bâtiment en R+9 avec terrasse inaccessible
- lieu d'implémentation : **Bouinan** wilaya de Blida
- une zone sismique III
- L'ouvrage de grande importance groupe 2

I.3. Description du système structurel

Le système structurel est constitué de ce qui suit :

a) Planchers :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine pour les balcons.

b) Contreventements :

Le Contreventement sera assuré totalement par des voiles et des poutres en béton armé.

c) Géométrie:

Longueur en plan x-x (m)	largeur en plan RDC y-y (m)	largeur en plan étage courant y-y (m)	Hauteur du RDC (m)	Hauteur du sous-sol (m)	Hauteur 1 ^{ere} étage (m)	Hauteur d'étage courant (m)	Hauteur totale (m)
33.30	18	22.00	3.40	2.72	3.06	3.06	30.94

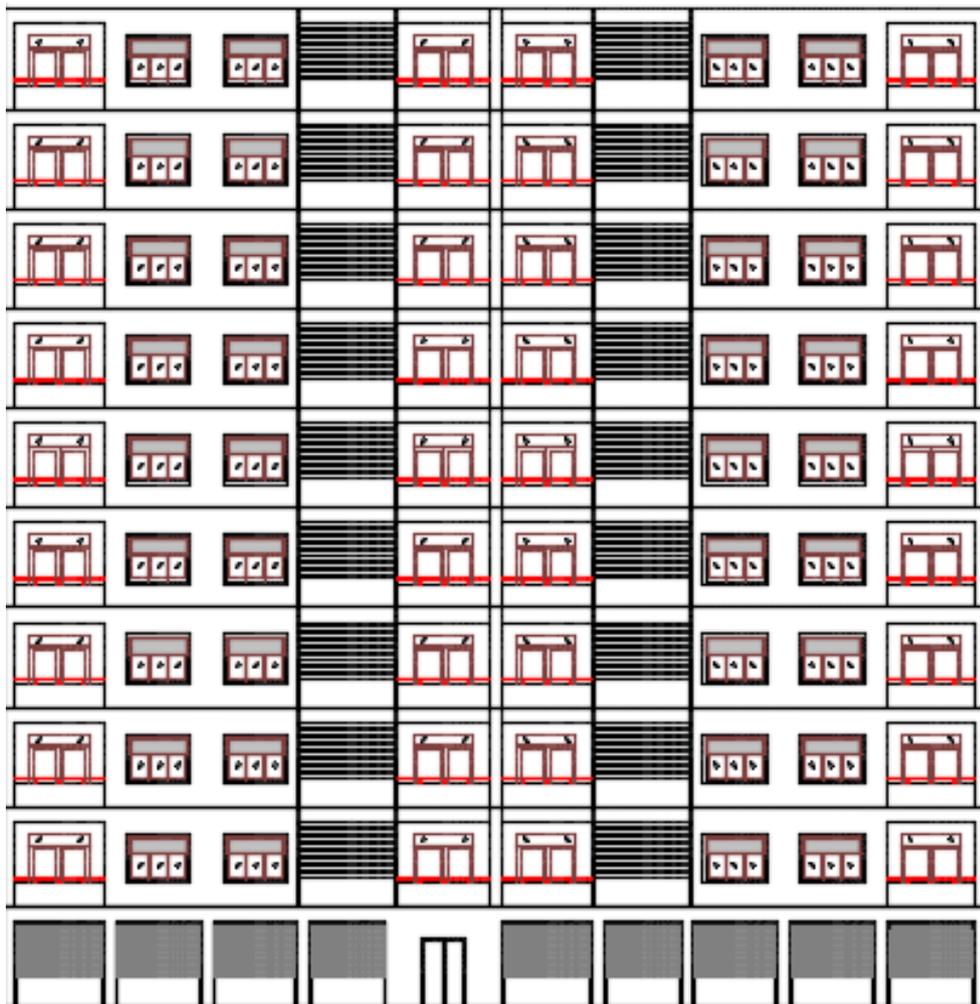


Figure I. 1: Façade principale

I.4. Les états limites (BAEL91)

I.4.1. Définition

- **Un état limite** est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.
- **Etat limite ultime** : C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.
- **Etat limite de service** : C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service, ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations...etc.

I.4.2. Hypothèses de calcul aux états limites**1) Etat Limite Ultime « E L U », [3]**

- ✓ Les sections droites restent planes après déformation.
- ✓ Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligeable.
- ✓ L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- ✓ Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- ✓ Le diagramme contrainte déformation (σ , ϵ) de calcul du béton utilise est le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée sinon c'est le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- ✓ On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

2) Etat Limite de Service « E L S », [3]

- ✓ Les trois premières hypothèses citées en (I.2.2.1).
- ✓ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- ✓ $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ Avec :
 - E_s, E_b : module de Young de l'acier et béton respectivement.
 - n : coefficient d'équivalence acier-béton.

3) Caractéristiques mécaniques des matériaux**✓ Le béton :**

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement, le dosage en ciment varie entre 300-400Kg /m³ de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m³ les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristique les plus importante du béton frais et du béton durci Lorsque le

rapport E/C augmente le béton frais devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleur que le rapport E/C est faible.

✓ **Dosage :**

Pour 1m³ du béton courant pour un rapport E/C=0.5.

✓ **Poids volumique**

On adopte la valeur :

$$25 \text{ kN/m}^3$$

✓ **Résistance caractéristique à la compression : [1]**

Pour l'établissement des projets dans les cas courants, le béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée) notée « f_{c28} ».

Avec :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j * f_{c28}}{4.76 + 0.83 * j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{Mpa (j} \leq 28 \text{jours)} \dots \dots \text{CBA Art (A. 2.1.1.1)} \\ f_{cj} = \frac{j * f_{c28}}{1.40 + 0.95 * j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{Mpa (j} > 28 \text{jours)} \dots \dots \text{CBA Art (A. 2.1.1.1)} \\ j > 28 \text{j} \rightarrow f_{cj} = f_{c28} = 30 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Pour 1m³ de béton courant doser à 350kg de ciment (CBA42.5),

On prend : f_{c28}=30 MPa.

✓ **Résistance caractéristique à la traction [1]**

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

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

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f \quad \text{avec: } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa [1]}$$

Pour :

$$f_{c28} = 30 \text{ Mpa} \longrightarrow f_{t28} = 2.4 \text{ Mpa.}$$

Le module de déformation longitudinale instantanée est :

$$\text{À } j=28 \text{ jours } 11000 * f_{c28}^{1/3} \quad E_{i28} = 34179.55 \text{ MPa.}$$

Le module de déformation longitudinale différée est :

$$\text{À } j=28 \text{ jours } 37000 * f_{c28}^{1/3} \quad E_{i28} = 114967.6 \text{ MPa.}$$

Le coefficient de Poisson est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0.2 \quad \text{à l'ELS} \\ \nu = 0 \quad \text{à l'ELU} \end{array} \right.$$

✓ La contrainte limite de compression à l'ELU :

Elle est définie par la formule suivante :

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

$$\text{Cas courant : } \gamma_b = 1.5 \quad f_{bu} = 17 \text{ MPa}$$

$$\text{Cas accidentel : } \gamma_b = 1.15 \quad f_{bu} = 22.17 \text{ MPa}$$

La contrainte admissible de compression à l'ELS est : $\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

✓ Contrainte de cisaillement:

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable:

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\text{Cas courant : } \gamma_b = 1.5 \quad \tau_u = 3 \text{ MPa}$$

$$\text{Cas accidentel : } \gamma_b = 1.15 \quad \tau_u = 3.91 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \tau_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

Cas courant : $\gamma_b = 1.5$ $\tau_u = 4 \text{ MPa}$

Cas accidentel : $\gamma_b = 1.15$ $\tau_u = 5 \text{ MPa}$

✓ **Contraintes admissibles à l'ELS :**

✚ Fissuration peu nuisible : pas de vérification

✚ Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_t = \min \left(\frac{2}{3} f_e, \max \left[110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}; 0.5 f_e \right] \right) = 250 \text{ MPa}$$

✚ Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_t = 0.8 \times \min \left(\frac{2}{3} f_e, \max \left[110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}; 0.5 f_e \right] \right) = 200 \text{ MPa}$$

η : Coefficient de fissuration avec :

$$\left| \begin{array}{l} \eta = 1.6 \text{ Pour les aciers HA} \\ \eta = 1 \text{ Pour les aciers rond lisses} \end{array} \right.$$

4) Acier de construction

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression, Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales en aciers de haute adhérence sont les suivantes :

✚ $\gamma_s = 1.15$ (Situations courantes).

✚ $\gamma_s = 1.0$ (Situations accidentel).

✚ Les aciers utilisés sont des aciers à haut adhérence FeE500

✚ Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

✚ Contraintes de calcul à l'ELU : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

✚ Cas courant : $\gamma_s = 1.15$ $\sigma_s = 434 \text{ MPa}$

✚ Cas accidentel : $\gamma_s = 1$ $\sigma_s = 500 \text{ MPa}$

✓ Règlements et normes utilisés

Notre étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir :

- RPA99 /version 2003.
- BAEL91/modifiées 99.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2
- DTR B.C.2.33.1

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

Tableau I. 1: Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	-Résistance caractéristique (f_{c28})	30
	-Contrainte limite à l'ELU :	
	situation durable	17
	situation accidentelle	22.17
	-Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	
	-Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	34179.55
	-Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	114967.6
Acier	-Limite d'élasticité f_e	500
	-Module d'élasticité	$2 * 10^5$
	-Contrainte de calcul à l'ELU :	
	situation accidentelle	500
	situation courante	434
	-Contrainte à l'ELS :	
	FPN	/
FN	250	
	FTN	200

Chapitre II

Pré-dimensionnement

II.1. Introduction

Dans ce chapitre on va faire la pré-dimensionnement de différents éléments constituant notre bâtiment vigueur à savoir : BAEL91, RPA99 /version 2003 et le CBA93

II.2. Plancher terrasse inaccessible

a. Charges permanentes :

Tableau II. 1: Charge permanentes sur le plancher terrasse.

Element	Epaisseur cm	Poids volumique kN/m ³	poids surfacique kN/m ²
Protection gravillons	5	20	1
Etanchéité multicouches	2	06	0.12
Papier kraft			0,01
Forme de pente (1,5 %)	10	22	2.20
Polyane			0.01
Dalle à corps creux (16+5)	21		3.05
Enduit en plâtre	2	10	0.20
			G=6.6

b- Charge d'exploitation :

Q= 1,0 kN/m² (plancher terrasse inaccessible).

II.3. Plancher étage courant (1ér ou 9 éme)

a. Charges permanentes

Tableau II. 2: Charge permanentes sur le plancher étage courant.

Element	Epaisseur cm	Poids volumique kN/m ³	poids surfacique kN/m ²
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Plancher à corps creux (16 + 5)	21		3.05
Enduit en plâtre	2	10	0.20
Cloisons internes	10	9	0.90
			G = 5.31

b- Charge d'exploitation :

$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$ (usages d'habitation).

II.4. Maçonnerie**1. Murs extérieurs****Tableau II. 3:** La charge permanente des murs extérieurs

Element	Epaisseur cm	poids volumique kN/m^3	poids surfacique kN/m^2
Enduit en ciment	2	18	0.36
Brique creuse	15	9	1.35
Brique creuse	10		0.9
Enduit en plâtre	2	10	0.20
			G=2.81

Les Balcons :**a. Charge permanente****Tableau II. 4:** Charge permanentes sur les dalles pleines.

Element	Epaisseur cm	poids volumique kN/m^3	poids surfacique kN/m^2
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	3	18	0.56
Dalle pleine	15		3.75
Enduit en ciment	2	18	0.36
			G= 5.51

b. Charge d'exploitation :

$Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$

II.5. Pré-dimensionnement des planchers

Le plancher est un élément qui sépare surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre projet, on utilise deux types de planchers:

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Plancher à dalle pleine.

Plancher à corps creux est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur h_t tel que :

$$h_t = h_{cc} + h_{dc}$$

Avec :

h_{cc} et h_{dc} : hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement.

En vérifiant la condition suivante d'après le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4)

$$h \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Avec :

L_{\max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = 4.75 - 0.4 = 4.35 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq 4.35 / 22.5 = 0.193 \text{ m}$$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de 21cm

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

5 cm : hauteur de la table de compression.

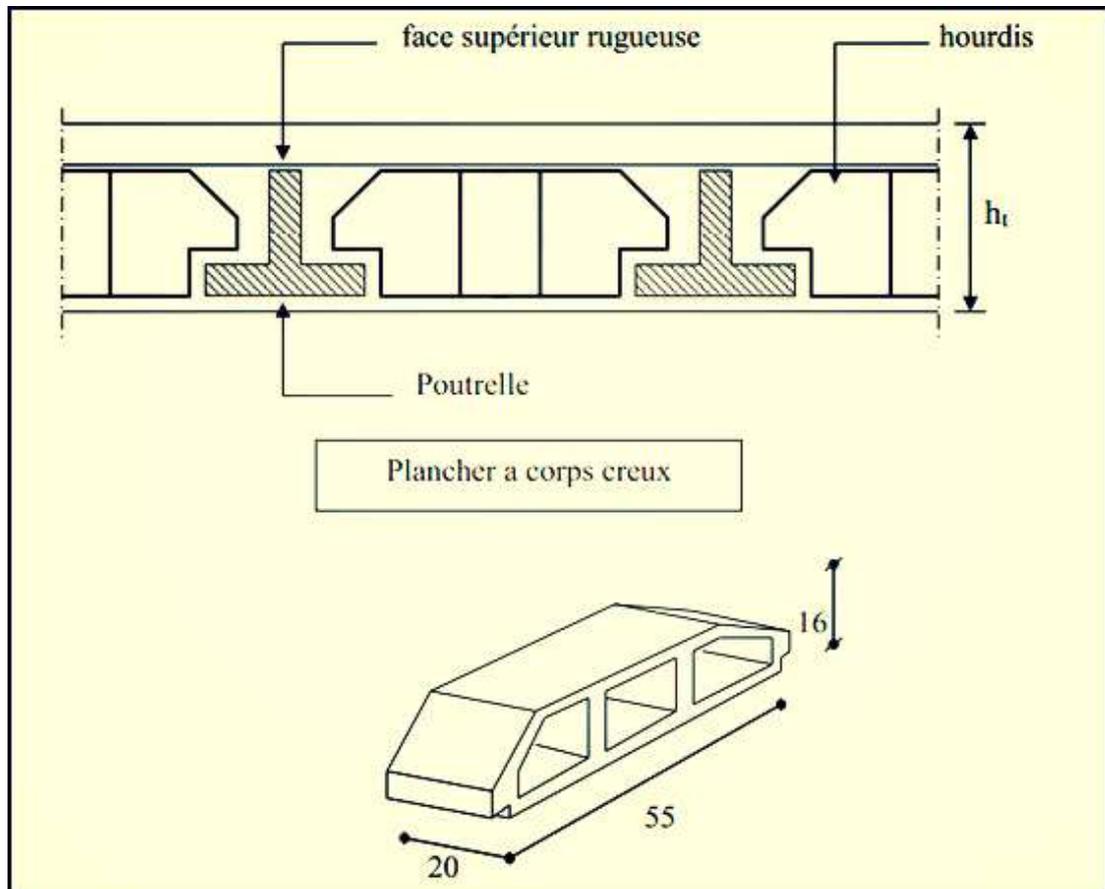


Figure II. 1: Plancher a corps creux.

Les planchers à dalle pleine

Le Pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants : a. critère de résistance à la flexion :

- $Lx/35 \leq e \leq Lx/30$ pour une dalle sur quatre (4) ou deux (2) appuis.
- $e \geq Lx/20$ pour une dalle sur un seul (1) ou deux (2) appui
- $Lx/45 \leq e \leq Lx/40$ pour une dalle sur trois(3) ou quatre(4) appuis.

Lx : est la petite portée de la dalle la plus sollicitée.

Ly : est la grande portée de la dalle.

Coupe-feu

$e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

$e \geq 14\text{cm}$ pour trois heures de coupe-feu.

Dalle sur un seul appui

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

$$\frac{200}{20} = 10 \text{ cm} \quad \mathbf{e = 10 \text{ cm}}$$

Dalle sur deux appuis

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

$$5.71 \leq e \leq 6.66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \mathbf{e=6 \text{ cm}}$$

Dalle sur trois appuis

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

$$4 \leq e \leq 5 \quad \Rightarrow \mathbf{e=5 \text{ cm}}$$

Isolation phonique

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm, Pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. Donc, on opte pour les dalles pleines d'épaisseur $\mathbf{e = 15 \text{ cm}}$.

II.6. Poutres principales [P.P]

Définition : Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Pré-dimensionnement Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivant :

- ❖ La hauteur h de la poutre doit être $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- ❖ La largeur b de la poutre doit être..... $0,3 \cdot h \leq b \leq 0,7 \cdot h$

Avec :

L : la portée de la poutre.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 600 - 40 = 560 \text{ cm}$$

$$37 \leq h \leq 56$$

$$\mathbf{h = 45 \text{ cm}}$$

La largeur b :

$$13.7 \leq b \leq 31.5$$

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

On prend :

$$\begin{cases} \mathbf{h = 45 \text{ cm}} \\ \mathbf{b = 30 \text{ cm}} \end{cases}$$

On adopte une section rectangulaire (b×h) = (30×45) cm²

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} & \text{condition vérifiée.} \\ h = 45\text{ cm} \geq 30\text{cm} & \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 < 4 & \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

Condition de rigidité :

$$45/560 = 0.08 > 0.06 \text{ vérifié}$$

II.7. Les poutres secondaires [P. S]

Définition : Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

h : hauteur de la poutre.

Portée maximale entre nus d'appuis

$$L_{\max} = 475 - 40 = 435 \text{ cm.}$$

$$29 \leq h \leq 43.5 \text{ cm}$$

h = 35 cm

La largeur b :

$$10.5 \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

b = 30 cm

On prend : $\begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$

On prend :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ h/b = 35/30 = 1.166 < 4 \end{cases}$$

Condition vérifiée.

Condition de rigidité :

$$35/435 = 0.08 > 0.06 \text{ vérifiée}$$

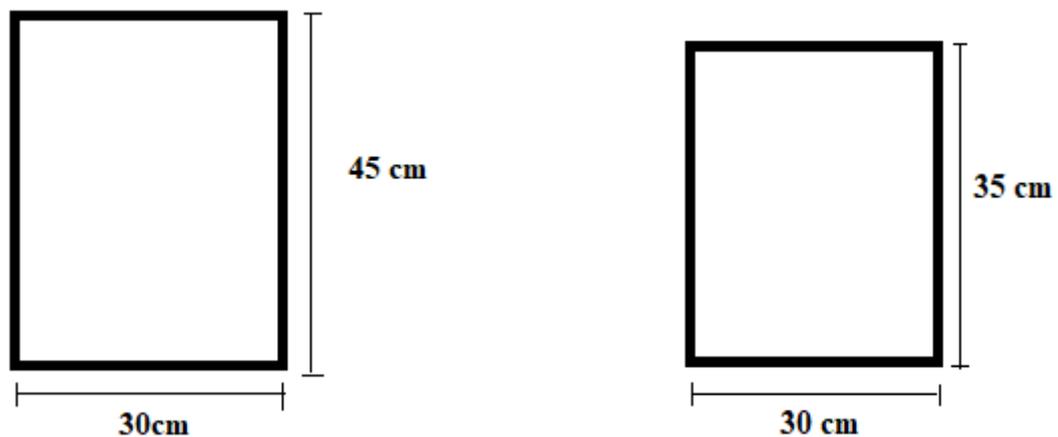


Figure II. 2: La poutre principale et la poutre secondaire

Les voiles :

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

- $e \geq h_e / 25$ pour les voiles simples tel que:
 - h_e : la hauteur libre d'étage
- $e \geq 15\text{cm}$
- $L \geq 4.e$ avec : L : la largeur du voile

Dans notre cas :

- hauteur de Sous-sol : $272 - 21 = 251\text{ cm}$ $251/25 = 10.04\text{ cm}$
- hauteur RDC: $340 - 21 = 319\text{cm.}$ $319/25 = 12.76\text{ cm}$
- autres niveaux : $306 - 21 = 285\text{ cm}$ $285/25 = 11.4\text{ cm}$
- On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : **$e = 20\text{ cm.}$**

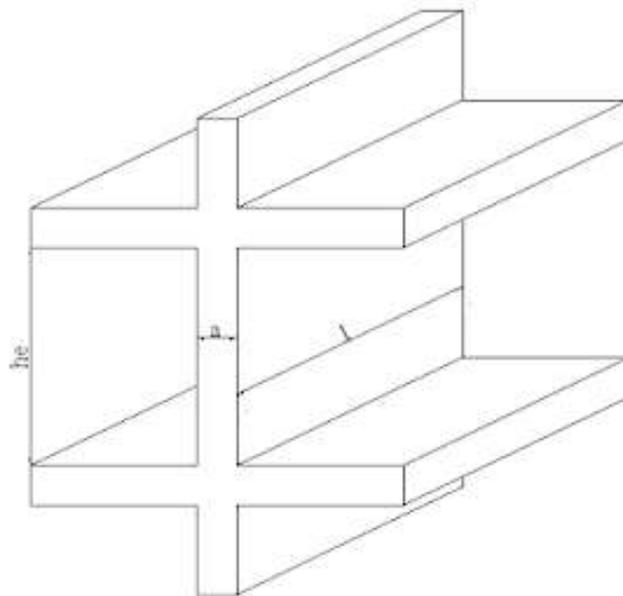


Figure II. 3: Coupe de voile

Les poteaux

Les poteaux Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU. Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone III.

Descente de charges

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

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.

Les éléments secondaires (escalier, acrotère...) La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations). Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

Loi de dégression

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) on applique la loi suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \quad \text{Donnée par [3]}$$

Avec :

n : nombre d'étage.

Q_0 : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

II.8. Dimensionnement des poteaux

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

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

$$N_u = 1,35 (G + G_{\text{poteau}}) + 1,5 Q$$

G_{poteau} : poids propre du poteau avec une section minimale donnée par le **RPA 99 version 2003**

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{\beta} \quad \text{Pour } \lambda < 50 \\ \text{Soit : } \beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \\ \text{Soit : } \beta = \frac{0,85}{1500} \cdot \lambda^2 \end{array} \right.$$

λ : L'élancement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$

On prend :

$L_f = 0,7L_0 = 0,7 h_e$

Dans le **BAEL 91 modifié 99** On prend comme hypothèse $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$.

a : dimension de la section du béton du poteau.

L_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration de la section du béton seul avec :

I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et Perpendiculaire au plan de flambement

B : aire total de la section du poteau

A_s : section d'acier minimale

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 30$ MPa

f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 500$ MPa

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

► Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) m^2$

$$B = a \times b \text{ m}^2$$

a : dimension de la section du béton du poteau

On a: $a=b$

Selon le BAEL 91 modifié 99 : $\frac{A_s}{B} = 1 \%$

On tire de l'équation N_u la valeur de B_r :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

Br = 0.66*Nu

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA 99 version 2003 (zone III)**

♦ **Poteau rectangulaire ou carrée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 30 \text{ cm} \\ \text{Min (b, h)} \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

Poteau le plus sollicitée:

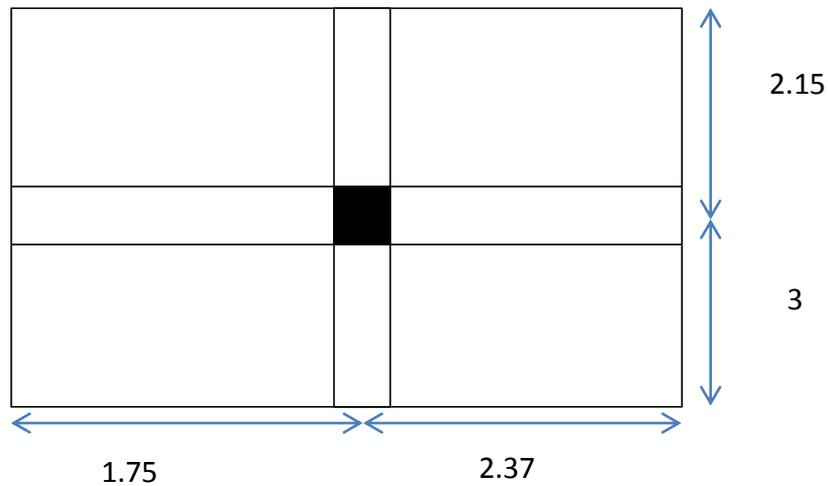


Figure II. 4: surface de poteau plus sollicitée

➤ **Poteau centrale B6 :**

$$S = (6+4.3)/2 * (4.75+3.5)/2 = 21.24 \text{ m}^2$$

La surface afférente:

$$S = 21.24 - 0.4^2 = 21.08 \text{ m}^2$$

Plancher terrasse:

$$\begin{cases} G = 21.08 * 6.6 = 139.128 \text{ kn} \\ Q = 21.08 * 1 = 21.08 \text{ kn} \end{cases}$$

Plancher courant : 1-8

$$\begin{cases} G = 21.08 * 5.31 = 111.93 \text{ kn} \\ Q = 21.08 * 1.5 = 31.62 \text{ kn} \end{cases}$$

Les poutres :

$$G_{pp} = (0.45 * 0.3 * 5.15 * 25) = 17.38 \text{ kn}$$

$$G_{ps} = (0.35 * 0.3 * 4.12 * 25) = 10.81 \text{ kn}$$

$$G_p = 18.9 + 11.41 = 28.2 \text{ kn}$$

Les poteaux :

$$G_{pss} = 0.4 * 0.4 * 2.72 * 25 = 10.88 \text{ kn}$$

$$G_{pdc} = 0.4 * 0.4 * 3.4 * 25 = 13.6 \text{ kn}$$

$$G_{pc} = 0.4 * 0.4 * 25 * 3.06 = 12.24 \text{ kn}$$

Tableau II. 5: Les charges permanent et les charges d'exploitation

Niveau	G, plancher	G, poteau	G, poutre	G,total KN	G, cumm KN	Q KN	Q cumm
9	139,12	0	28,2	167,33	167,328	21,08	21,08
8	111,93	12,24	28,2	152,37	319,698	31,62	52,7
7	111,93	12,24	28,2	152,37	472,068	31,62	81,16
6	111,93	12,24	28,2	152,37	624,438	31,62	106,45
5	111,93	12,24	28,2	152,37	776,808	31,62	128,58
4	111,93	12,24	28,2	152,37	929,178	31,62	147,56
3	111,93	12,24	28,2	152,37	1081,548	31,62	163,37
2	111,93	12,24	28,2	152,37	1233,918	31,62	179,11
1	111,93	12,24	28,2	152,37	1386,288	31,62	195,12
RDC	111,93	13,6	28,2	153,73	1540,018	70,3	236,7
Sous-sol	111,93	10,88	28,2	151,01	1691,028	31,62	251,75

Tableau II. 6: Dégression des surcharges.

Niveau	Surcharge	Σ Surcharge	Σ Surcharge (kN/m ²)
Terrasse	Q0	$\Sigma 0= Q0$	1
P8	Q1	$\Sigma 1= Q0 + Q1$	2,5
P7	Q2	$\Sigma 2= Q0 +0.95 (Q1 + Q2)$	3,85
P6	Q3	$\Sigma 3= Q0 +0.9 (Q1 + Q2+ Q3)$	5,05
P5	Q4	$\Sigma 4= Q0 +0.85 (Q1 + Q2+ Q3 + Q4)$	6,1
P4	Q5	$\Sigma 5= Q0 +0.8 (Q1 + Q2+ Q3 + Q4+ Q5)$	7
P3	Q6	$\Sigma 6= Q0 +0.75 (Q1 + Q2+ Q3 + Q4+ Q5+ Q6)$	7,75
P2	Q7	$\Sigma 7= Q0 +0.714 (Q1 + Q2+ Q3 + Q4+ Q5+ Q6+ Q7)$	8.49
P1	Q8	$\Sigma 8= Q0 +0.69 (Q1 + Q2+ Q3 + Q4+ Q5+ Q6+ Q7+ Q8)$	9.28
RDC	Q9	$\Sigma 9= Q0 +0.67 (Q1 + Q2+ Q3 + Q4+ Q5+ Q6+ Q7+Q8+Q9)$	12.39
Sous-sol	Q10	$\Sigma 10= Q0 +0.65 (Q1 + Q2+ Q3 + Q4+ Q5+ Q6+ Q7+Q8+Q9+Q10)$	13.02

Tableau II. 7: Choix des sections des poteaux centraux

Niveau	Gcum	Qcum	NU (kn)	Nser	Br(cm ²)	a=b	Choix
9	167,328	21,08	257,51	188,40	169,958	15,03	35*35
8	319,698	52,7	510,64	372,39	337,024	20,35	35*35
7	472,068	81,16	759,03	553,22	500,961	24,38	35*35
6	624,438	106,45	1002,67	730,88	661,760	27,72	40*40
5	776,808	128,58	1241,56	905,38	819,430	30,62	40*40
4	929,178	147,56	1475,73	1076,73	973,982	33,20	45*45
3	1081,548	163,37	1705,14	1244,91	1125,396	35,54	45*45
2	1233,918	179,11	1934,45	1413,02	1276,740	37,73	50*50
1	1386,288	195,11	2164,16	1581,40	1428,347	39,79	50*50
RDC	1540,018	236,7	2434,07	1776,71	1606,489	42,08	55*55
Sous-sol	1691,028	251,75	2660,51	1942,77	1755,938	43,90	55*55

Vérification d'effort normal réduit [2] :

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nu}{B \cdot Fc28} \leq 0.3$$

Pour le poteau (55*55)

V = 0.04 ≤ 0.3 **condition vérifié**

Pour le poteau (50*50)

V = 0.029 ≤ 0.3 **condition vérifié**

Pour le poteau (45*45)

V = 0.038 ≤ 0.3 **condition vérifié**

Pour le poteau (40*40)

V = 0.041 ≤ 0.3 **condition vérifié**

Pour le poteau (35*35)

V = 0.037 ≤ 0.3 **Condition vérifiée**

Tableau II. 8: Vérification d'effort normal réduit

Niveau	Nu (KN)	B(cm ²)	Nu/B*fc28	Conditions	Vérification
9	257,51	1225	0,071	0,3	Vérifiée
8	510,64	1225	0,141	0,3	Vérifiée
7	759,03	1225	0,209	0,3	Vérifiée
6	1002,67	1600	0,211	0,3	Vérifiée
5	1241,56	1600	0,262	0,3	Vérifiée
4	1475,73	2025	0,246	0,3	Vérifiée
3	1705,14	2025	0,284	0,3	Vérifiée
2	1934,45	2500	0,261	0,3	Vérifiée
1	2164,16	2500	0,292	0,3	Vérifiée
RDC	2434,07	3025	0,271	0,3	Vérifiée
Sous-sol	2660,51	3025	0,297	0,3	Vérifiée

Vérification au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

- Pour les bâtiments à étages qui sont contreventés par un système de pans verticaux (avec triangulations, voiles en béton armé ou maçonnerie de résistance suffisante) et où la continuité des poteaux et de leur section a été assurée, la longueur L_f est prise égale à : $0,7 L_0$ si le poteau est à ses extrémités :

- soit encastré dans un massif de fondation.

- soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part; L_0 dans tous les autres cas. [3]

Avec :

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0,7 L_0$).

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

L_0 : hauteur libre du poteau.

S : section transversale du poteau ($b \times h$).

I : moment d'inertie du poteau ($I = bh^3 / 12$).

λ : Élancement du poteau.

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

Tableau II. 9: Vérification au flambement

Nu	S (cm ²)	I	i(m)	l0 (m)	Lf (m)	landa	alpha	Br(calc)	Br
260,36	1225	125052,083	0,101	3,06	2,142	21,200	0,792	0,012	10,89
516,34	1225	125052,083	0,101	3,06	2,142	21,200	0,792	0,025	10,89
767,58	1225	125052,083	0,101	3,06	2,142	21,200	0,792	0,036	10,89
1014,06	1600	213333,333	0,115	3,06	2,142	18,550	0,805	0,047	14,44
1255,8	1600	213333,333	0,115	3,06	2,142	18,550	0,805	0,059	14,44
1492,82	2025	341718,750	0,130	3,06	2,142	16,489	0,814	0,069	18,49
1725,08	2025	341718,750	0,130	3,06	2,142	16,489	0,814	0,080	18,49
1957,24	2500	520833,333	0,144	3,06	2,142	14,840	0,820	0,090	23,04
2189,8	2500	520833,333	0,144	3,06	2,142	14,840	0,820	0,100	23,04
2462,56	3025	762552,083	0,159	3,4	2,38	14,990	0,820	0,113	28,09
2691,85	3025	762552,083	0,159	2,72	1,904	11,992	0,831	0,122	28,09

Vérification de la section trouvée à l'ELS selon [1]

De la descente de charges on détermine l'effort normal pondéré aux l'ELS « N_S » qui sollicite le poteau, On doit vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_s}{B + n A_s} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec : N_S = G+Q.

N_S : Effort normal pondéré à ELS tel que N_S = G+ Q

G : Poids propre des éléments qui sollicitent le poteau étudié non compris son poids propre.

Q : Surcharge d'exploitation. Dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous les étages.

B : Section de béton du poteau.

n : Coefficient d'équivalence $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

A_s : Section des armatures, supposée égale à 1%B

En remplaçant dans l'équation ci-dessus les différents termes par leurs valeurs on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_s}{1,15 B} \leq \overline{\sigma}_{bc} 0,6 \times f_{c28}$$

Tableau II. 10: Vérification poteaux centraux à l'ELS.

Niveau	Ns	B	Ns/1.15B	0.6fc28	Vérification
9	190,518	900	1,841	18	Vérifiée
8	376,618	1225	2,673	18	Vérifiée
7	559,558	1225	3,972	18	Vérifiée
6	739,328	1600	4,018	18	Vérifiée
5	915,938	1600	4,978	18	Vérifiée
4	1089,398	2025	4,678	18	Vérifiée
3	1259,688	2025	5,409	18	Vérifiée
2	1429,908	2500	4,974	18	Vérifiée
1	1600,394	2500	5,567	18	Vérifiée
RDC	1797,818	3025	5,168	18	Vérifiée
Sous-sol	1965,988	3025	5,651	18	Vérifiée

La même procédure de pré dimensionnement a été faite pour le poteau d'angle et le poteau de rive.

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement à la résistance de l'ossature.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement à la résistance de l'ossature.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement «*BAEL 91 modifié 99*» en respectant le règlement parasismique Algérien «*RPA 99 version 2003*».

III.2. L'ACROTÈRE

III.2.1. Définition

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée pour une bande de 1 m de longueur

III.2.2. Calcul Des Charges Sollicitant L'acrotère

a . Charge Permanente Et Surcharge D'exploitation :

La surface de l'acrotère : $S = 0,1 \times 0,75 + 0,08 \times 0,1 + 0,1 \times 0,02/2 = 0,084 \text{ m}^2$

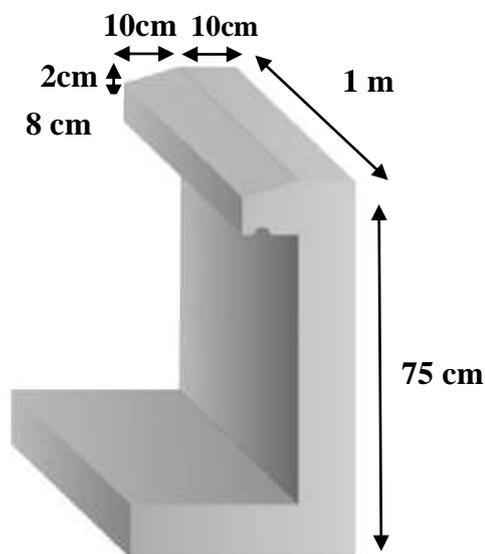


Figure III. 1: Dimensions de l'acrotère

Charge permanente(G) :

- Poids propre de l'acrotère :25×0,084 = 2,1 kN/ml
 - Revêtement.....14× 2 × 0,02 ×0,75 =0,42 kN/m
- G= 2,52 kN/ml

b. Charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courante

D'où Q = 1,00 kN/ml

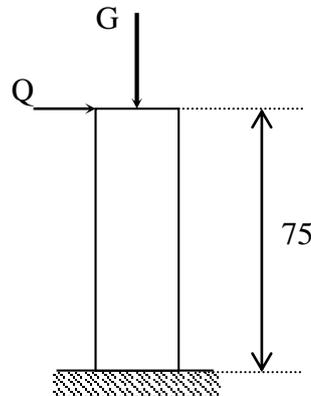


Figure III. 2: Schéma statique de l'acrotère

➤ **L'action des forces horizontales Q_h : (F_p)**

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p=4AC_pW_p$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99/V2003 pour la zone et le groupe d'usage appropriés [$A=0,25$].....groupe 2.

C_p: Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1) du RPA99/V2003.....[$C_p=0,8$].

W_p: Poids de l'acrotère =2,52 KN.

$$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,52 = 2,016 \text{ KN}$$

$$Q_h = \max (1,5Q ; F_p) = 2,016$$

III.2.3. Calcul Des Efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 2,52 = 3,402 \text{ kN}$$

$$M_U = 1,5 Q_h = 1,5 \times 2,016 = 3,024 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1,5 \times F_p = 1,5 \times 2,016 = 3,024 \text{ KN}$$

• Calcul Des Efforts A L'ELS

$$N_s = G = 2,52 \text{ kN}$$

$$M_s = Q_h = 2,016$$

$$T_s = F_p = 2.016 \text{ kN}$$

III.2.4. Ferrailage De La Section De L'acrotère

L'acrotère est sollicitée en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU.

Données :

$$h = 21 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}, f_{c28} = 30 \text{ MPa}, M_U = 3,024 \text{ Kn.m}, N_U = 3,402 \text{ kN}, \sigma_b = 14,17 \text{ MPa},$$

$$f_e = 500 \text{ MPa}, f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}.$$

$$d = 0,9 h = 9 \text{ cm}$$

$$c = c' = 2,5 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3,024}{3,402} = 0,88 \text{ .m}$$

$$\frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm}$$

$$\text{On a : } e_0 = 88 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{SPC}$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 3,109 \text{ .kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,027$$

D'après l'organigramme: $M = M_F = 3,109 \text{ kNm}$

$$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0 \text{ Les armatures comprimées ne sont nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0342$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,87 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,027 \leq 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10 \% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_s = 100,72 \text{ mm}^2$$

D'où

$$A_1 = A_s' \quad \text{et} \quad A_2 = A_s - \frac{N}{\sigma_s} = 100,72 - \frac{3,402 \cdot 10^3}{348} = 90,95 \text{ mm}^2$$

On obtient : $A_1 = 0$ et $A_2 = 0,91 \text{ cm}^2$

➤ **Condition De Non Fragilité**

$$A_{s \min} \geq 0,23 b d (f_{t28} / f_e) = 0,23 \times 100 \times 90 \times (2,4/500) = 1,08 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = \max (A_2 ; A_{\min}) = 1,08 \text{ cm}^2$

La section choisie est : 4T6 avec $A_s = 1,13 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Armature De Répartition**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow A_r > 0,352 \text{ cm}^2$$

On choisi : 4T6=1,13cm² avec un espacement $S_t = \frac{75 - 5}{3} = \frac{70}{3} = 23 \text{ cm}$

III.2.5. Vérification A L'ELS

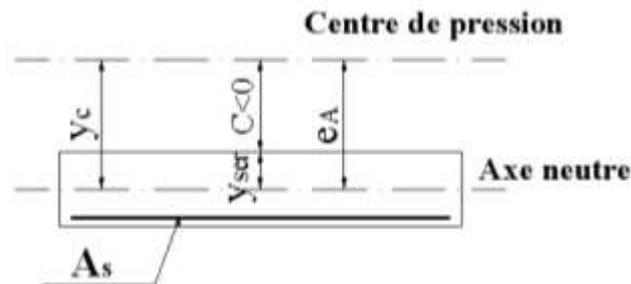


Figure III. 3: Distance de l'axe neutre

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion composée à ELS. Voir Annexe)

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,75}{2,52} = 0,297 \text{ m} \quad \text{On prend } e_0 = 29,7 \text{ cm} \quad \text{et } \frac{h}{2} - c' = 2,5 \text{ cm}$$

On a $e_0 = 29,7 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c' = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{SPC}$

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée. $C = d - e_A$

Avec : $e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 33,7 \text{ cm} \Rightarrow C = -24,7 \text{ cm} \quad (C < 0)$

D'après [1], On résous l'équation du troisième degré :

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

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

Avec :

$$n = 15 ; \begin{cases} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -1823,65 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 28231,03 \end{cases}$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -10,15 \cdot 10^7$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,94 \Rightarrow \varphi = 160,05^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 49,31$$

$$y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -48,97 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 29,43 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 19,54 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 29,43 \text{ cm}$

Car : $y_{ser} > 0$ et $y_{ser} = (y_c + c) < d$

D'où $y_{ser} = 29,43 - 24,7 = 4,73 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 4,73 \text{ cm} \\ y_c = 29,43 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n [A_s (d - y_{ser})^2 + A_s' (y_{ser} - c')^2] = 3836,50 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

III.2.6. Vérification Des Contraintes

a. Contrainte du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,52 \cdot 10^3 \times 29,43 \cdot 10}{3836,50 \cdot 10^4} \right) \times 47,3 = 9,14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

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

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max} (0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_y}) \right) = 250 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 12,38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 8,708 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.2.7. Vérification De L'effort Tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

$$\tau_u = \frac{3,024 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,0336 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

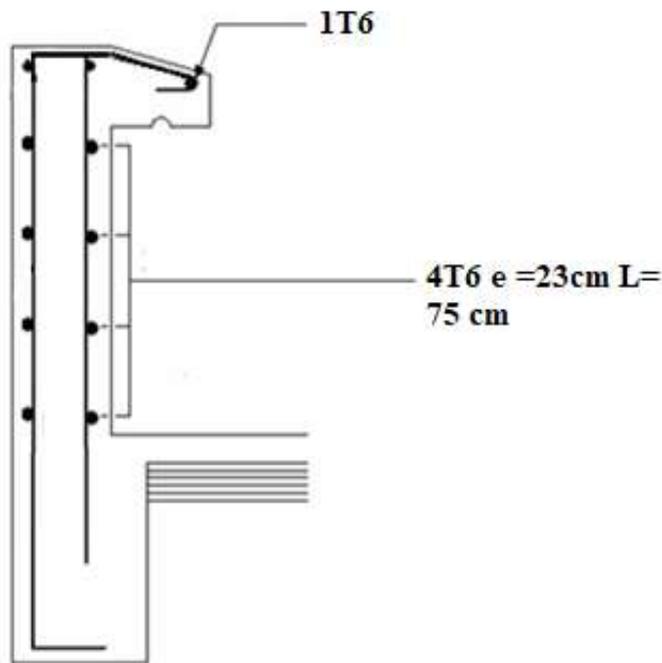


Figure III. 4: Ferrailage de l'acrotère

III.3. Escalier

III.3.1. Introduction

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier : escalier à deux volées.

III.3.2. Définition des éléments d'un escalier

Un escalier est caractérisé par :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M)
- La contre-marche : la partie verticale des gradins (CM)
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de la marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.
- Le palier : la partie horizontale entre deux volées.

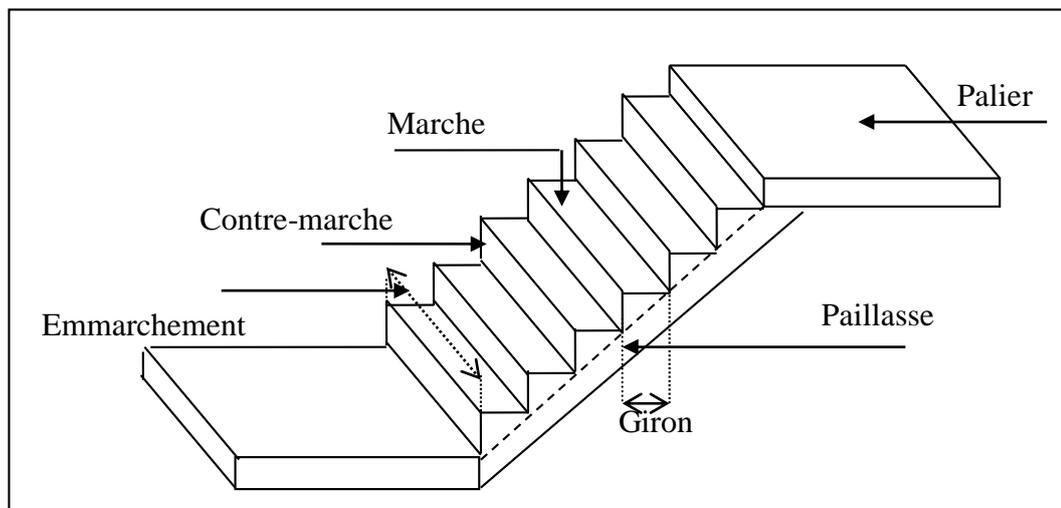


Figure III. 5: Eléments d'un escalier.

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

Soit :

h : hauteur de contre-marche,

H : hauteur d'un demi-étage,

g : largeur de la marche,

n : nombre de contre marches,

n-1 : nombre de marches,

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

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

$$\begin{cases} 2h+g=64 \dots\dots\dots (1) \\ n \times h = H \dots\dots\dots (2) \\ (n-1) g=L \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

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

$$64n^2 - (64+2H+L) n + 2H=0 \dots\dots\dots(4)$$

D'après (4) on aura : $64n^2-482n+238=0$

Solution :

$n_1=0,54\dots\dots\dots$ refusée.

$n_2=7$

Alors nous adopterons :

- le nombre de contre-marches n=9
- le nombre des marchesn-1=8

$$h = \frac{H}{n} = 17 \text{ cm} \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n - 1} = 30 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

a. Vérification de l'équation de « BLONDEL »

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

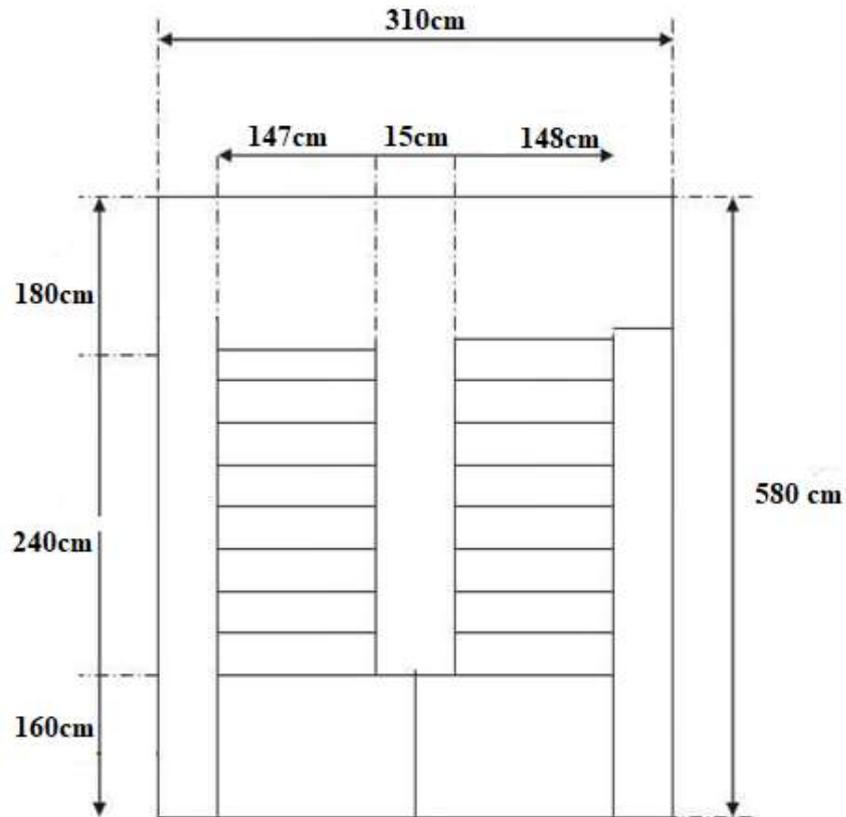


Figure III. 6: Dimension de l'escalier

b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20} \quad \Rightarrow \quad 15 \leq e \leq 23 \text{ cm}$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,78 = \sqrt{(1,53)^2 + (2,4)^2} + 1,78 = 4,62 \text{ m}$$

On prend donc l'épaisseur $e=20 \text{ cm}$

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

Calcul de l'angle α

$$\tan \alpha = h' / L'$$

$$h' = H / 2 = 1,53 \text{ m} \quad L' = 30 \times 8 = 2,40 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = (h' / L') = 1,53 / 2,40 = 0,64 \quad \alpha = 32,52^\circ$$

Calcul de la longueur inclinée :

$$L'' = (L' / \cos \alpha) = 2,84 \text{ m}$$

➤ Evaluation des charges :

Tableau III. 1: Résultats d'évaluation des charges d'escalier

Le paillasse (Q1)				Le palier (Q2)			
G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	q (KN/ml)		G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	q (KN/ml)	
		ELU	ELS			ELU	ELS
9.57	2,5	16,67	12,07	5.52	2,5	11,2	8,02

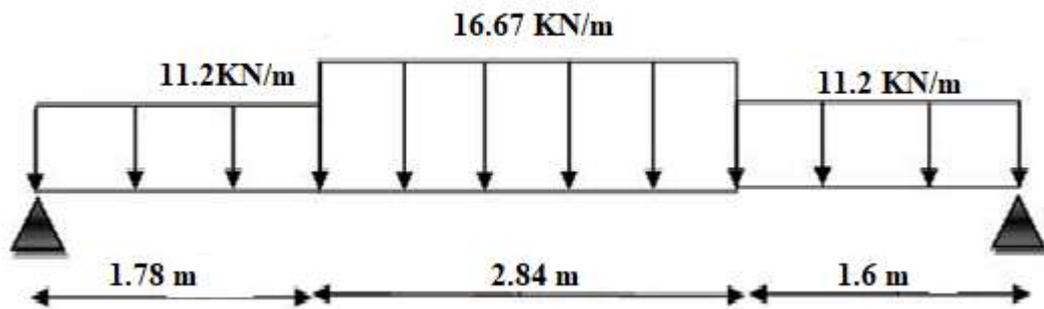


Figure III. 7: Moment fléchissant à l'ELU

III.3.3. Ferraillage de l'escalier.

Tableau III. 2: Ferraillage de l'escalier.

	Mu	μ	μ < μ _R	A _s ' (cm ²)	α	Z	A _{Scale}	choix	A _{adp}	esp
Appuis	36.4	0.066	oui	0	0.086	17.4	4.82	4T14	6.16	25
Travée	61.88	0.112	oui	0	0.149	16.9	8.41	6T14	9.24	16

Espacement

Armatures de répartition :

➤ En travée $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow$

Le choix est de 6T14=9.24cm² avec S_t=25cm.

➤ Sur appui $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow$

Le choix est de 4T14= 6.16cm² avec S_t=16cm.

. Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.69 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 6.16 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.69 \text{ cm}^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 9.24 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.69 \text{ cm}^2$ vérifiée

b. Effort tranchant :

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{42,82 \times 10^3}{1000 \times 153} = 0,279 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **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.

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

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

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 42,82 \cdot 10^3 - \frac{61,88 \cdot 10^6}{0,9 \times 153} = -406562,716 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction

➤ **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,279 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

$$f = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{E_v I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{462}{500} = 0.924 \text{ cm}$$

$$q_{\max} = \max (q_{1s}, q_{2s}) = 14,232 \text{ KN /ml}$$

Position de l'axe neutre :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{14,232 \times (5,55)^4 \times 10^4}{10818,865 \times 55614,31} = 0,0029 \text{ m} = 0,29 \text{ cm}$$

$$f = 0,65 \text{ cm} < \bar{f} = 1,1 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 4: Vérification de la flèche

M_{ser} (kNm)	A_s (cm²)	Y₁ (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I₀ (cm⁴)	I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)
61,88	9,24	0,0051	0,0051	372,05	4,68	1,87	0,58	75537,07	22339,74	36180,81

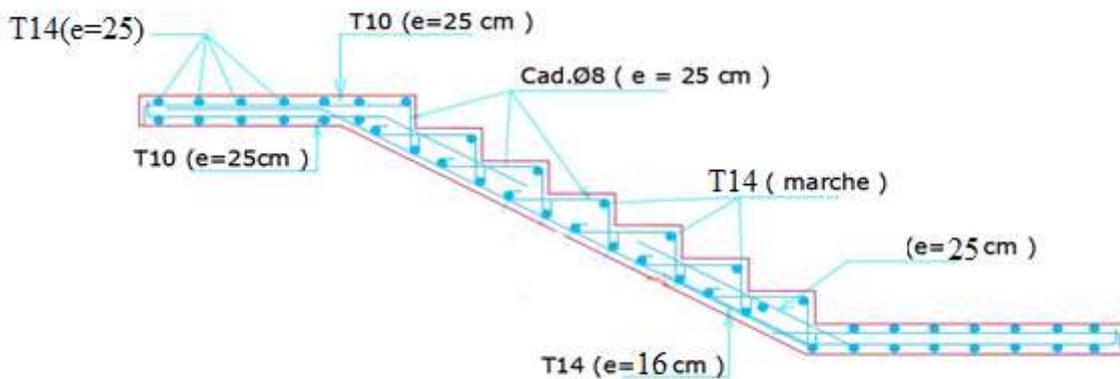


Figure III. 8: Schéma de ferrailage de l'escalier

III.4. Etude des planchers

III.4.1. Introduction

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique. La structure étudiée comporte des planchers en corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments

de remplissage (corps creux), de dimension (20x16 x60) cm³, avec une table de compression de 5 cm d'épaisseur. Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle ;
- La table de compression.

Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée (dans notre cas: $L_{max} = 4$ m) et distancées par la largeur d'un corps creux (hourdis). Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

1.1. Dimensions des poutrelles :

On a: $h_t = 21$ cm; avec $h_0 = 5$ cm; $h = 16$ cm

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

$c = (b - b_0) / 2 = 26,5$ cm

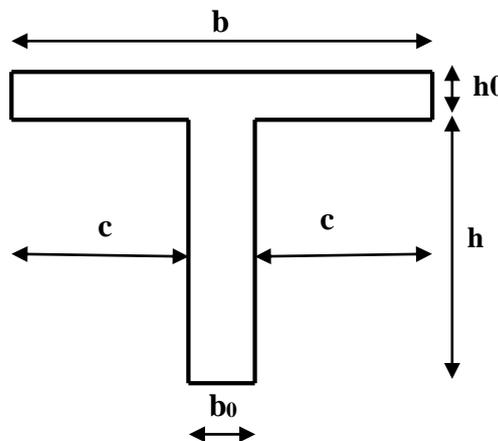


Figure III. 9: Dimensions De La Poutrelle.

III.4.2. Calcul Des Poutrelles

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes:

- ❖ Avant le coulage de la dalle de compression.
- ❖ Après le coulage de la table de compression

a) 1^{ère} étape de calcul (avant coulage) :

Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- ❖ Son poids propre.
- ❖ Le corps creux.
- ❖ La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q=1\text{KN/m}^2$.

Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

a. Méthode de CAQUOT :

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

Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

Exposé de la méthode :

➤ **Moment sur appuis :**

$$M_a = 0.15M_0 \quad \text{Appuis de rive.}$$

$$M_a = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')} \quad \text{Appuis intermédiaire.}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

➤ **Moment en travée :**
$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right)x + M_w$$

Avec :

- 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 considérée ;
- q_e : charge répartie à droite de l'appui considérée.

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.

b. Méthode des éléments finis « Sap2000 »

Les moments, et les efforts tranchants seront calculés A l'aide du logiciel sap2000

III.4.3. Etapas de calcul des poutrelles

* 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression :

- Poutrelle de travée $L=4.75\ m$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Charge d'exploitation due à l'ouvrier $Q=1\text{kN/m}^2$.

❖ Evaluation des charges et surcharges :

- Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15\ \text{kN/ml}$

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,21 \times 14 = 1,91\ \text{kN/ml}$

G=2.06 kN/ml

- Charges d'exploitation :

$Q=1 \times 0,65 = 0,65\ \text{kN/ml}$

❖ Combinaison des charges :

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3.75\ \text{kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 2.71\ \text{kN/ml}$

❖ Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3.75 \times (3.5)^2}{8} = 5.74 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2.71 \times (3.5)^2}{8} = 4.14 \text{ kNm}$$

* 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té »

Evaluation des Charges :**Plancher terrasse :****Charge permanentes :**

$$G = 6.6 \times 0.65 = 4.29 \text{ kN/ml}$$

Charges d'exploitation :

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

Plancher courant :**Charge permanente :**

$$G = 5.31 \times 0.65 = 3.34 \text{ kN/ml}$$

Charge d'exploitation :

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.97 \text{ kN/ml (habitation)}$$

Combinaison Des Charges :**Plancher terrasse :**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.76 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 4.94 \text{ kN/ml}$$

Plancher courant

$$\text{E.L.U} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 5.96 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 4.31 \text{ kN/ml}$$

Conclusion :

Le plancher terrasse est le plus sollicité.

➤ Pour notre ouvrage on a deux (02) types de poutrelle:

- Poutrelle à 10 travées.
- Poutrelle à 11 travées.

Calcul des efforts internes

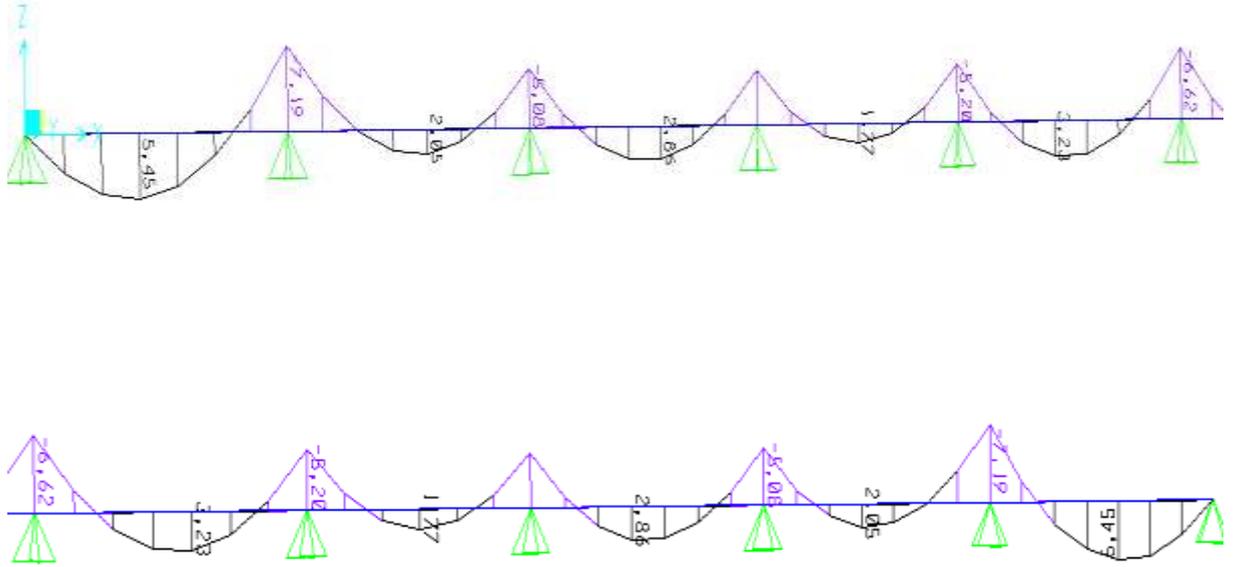
1. Poutrelle à 10 travées :

Méthode : élément finis (SAP200)

Récapitulation des moments sur appuis et aux travées, Effort tranchant de la poutrelle.

(3.4m – 3.30m – 3.25m – 3m – 3,5m – 3.5m – 3m – 3.25m-3.3m-3.4m).

ELU :



ELS :

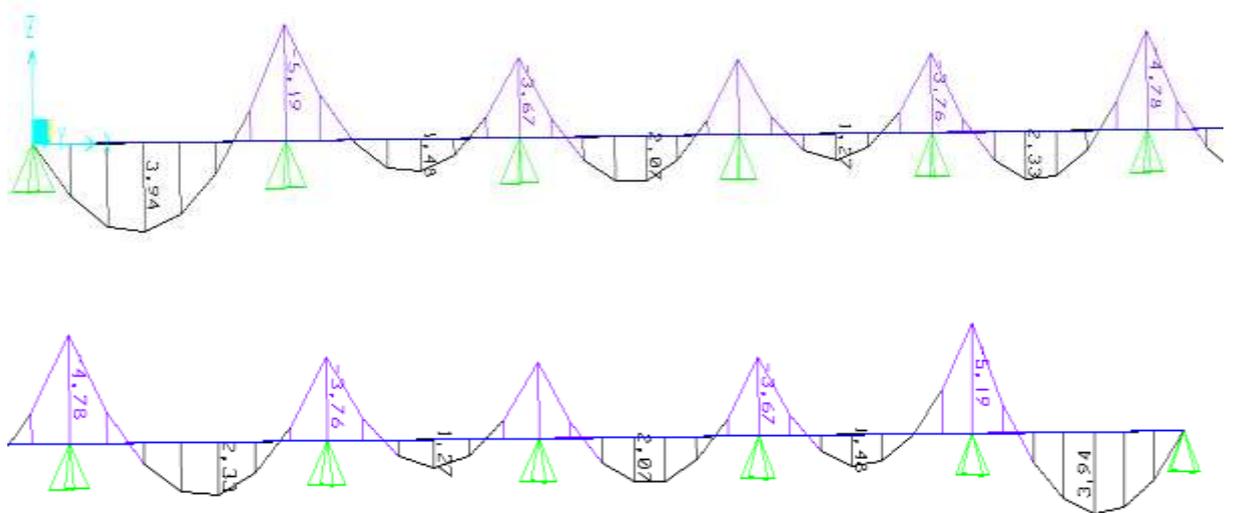
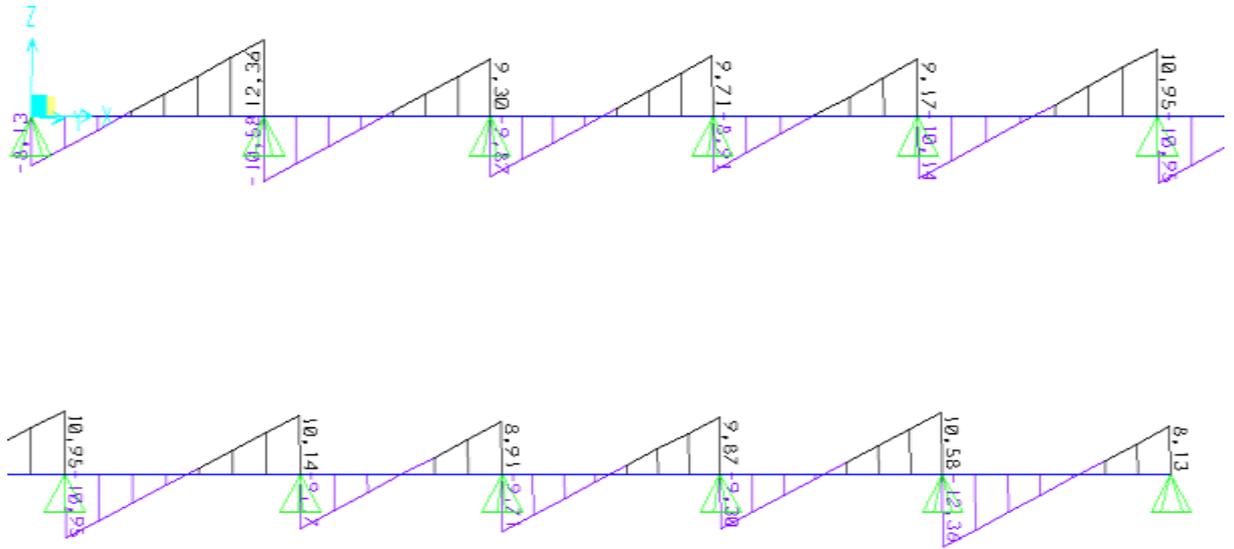


Figure III. 10: Diagrammes des moments fléchissent.

Diagrammes des efforts tranchants :

ELU :



ELS

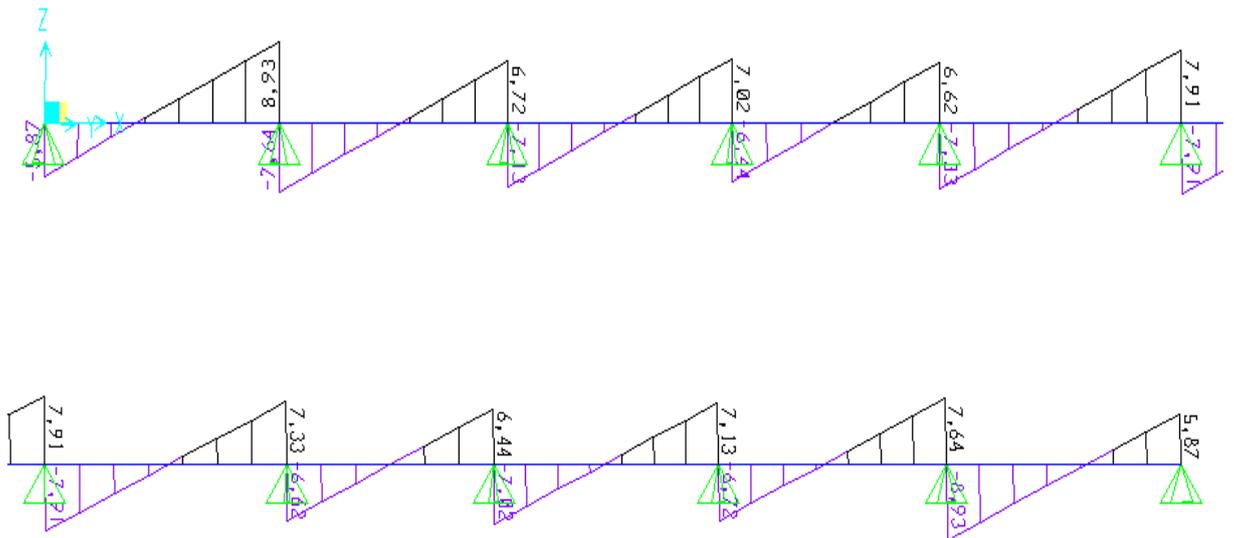


Figure III. 11: Diagrammes des efforts tranchants.

Calcul du ferrailage :

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 :

E.L.U: $M_t \max = 5.45 \text{ kN.m}$

$M_a \max = 7.19 \text{ kN.m}$

$T_u \max = 12.36 \text{ kN}$

E.L.S: $M_{tser} \max = 3.94 \text{ Kn.m}$

$M_{aser} \max = 5.19 \text{ kN.m}$

Ferrailage en travée :

$h=21 \text{ cm} ; h_0=5\text{cm} ; b=65\text{cm} ; b_0=12\text{cm} ; d=0,9h=18.9 \text{ cm} ; \sigma_{bc}=17 \text{ MPa} ; f_e=500\text{MPa} ;$

$f_{c28}=30\text{MPa} ; f_{t28}=2,4\text{MPa}$

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.

$$M_{tab} = bh_0 \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 71,38 \text{ .kNm}$$

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 (bxh) en flexion simple.

D’après l’organigramme donnant le ferrailage d’une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau III. 5: Récapitulation du calcul des sections d’armatures en travée.

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
5.45	0.014	Oui	0	0.017	18.8	Oui	10‰	434.78	0.67

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 1.98 \text{ cm}^2 ; 0.7 \text{ cm}^2 \} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Choix : **3T10** ($A_s=2,36 \text{ cm}^2$)

Ferraillage sur appuis :

On a: $M_{au}^{max}=7.19 \text{ kN.m} < M_{tab}=71.38 \text{ kN.m}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b_0xh) en flexion simple.

Tableau III. 6: Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis

M_{Ua}(kN m)	μ	μ<μ_R	A_s'(cm²)	α	Z(cm)	μ<0,18	ζ_s	σ_s(MPa)	A_s(cm²)
7.19	0,018	Oui	0	0,023	18.7	oui	8,53	435	0.88

Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.88 \text{ cm}^2 \quad A_s^{min} = 1.29 \text{ cm}^2$$

Choix : **2T10** $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

➤ **Vérifications:**

Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{max}=12.36 \text{ kN}$.

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

Tel que :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = 0,542 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

- **Appuis de rives :**
- **Vérification de la compression du béton:**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u=8,13 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{8.13 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,4 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 3,07 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

• Appuis intermédiaires :

- Vérification de la contrainte de compression:

- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 3,07 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -2,06 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

III.4.4. Vérification à l'E.L. S

La fissuration étant peu nuisible, 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 :

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

Détermination de l'axe neutre :

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

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

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

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée

- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d’inertie « I » se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 - (b - b_0) \cdot \frac{(y - h_0)^2}{2} + \eta A_s' \cdot (y - c') - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta \cdot A_s' \cdot (y - c')^2 + \eta \cdot A_s \cdot (d - Y)^2. \end{cases}$$

Tableau III. 7: vérification à l’ELS

	M_{ser}(kN.m)	A_s(cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	Vérification
Travée	5.45	2.36	4.03	9245.63	2.37	Vérifiée
Appuis	5.19	1.57	3.36	6509.01	3.71	Vérifiée

III.4.5. Ferrailage de la table de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si : $\begin{cases} 50 \leq L \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$ **selon le C.B.A 93 (art.6.8.4.2.3)**

Avec :

- L : distance entre axes des poutrelles.
- A₁ : armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- A₂ : armatures parallèles aux poutrelles.

Tel que :

$L=65\text{cm} ; f_e=235\text{MPa}$ (acier rond lisse)

Donc on obtient : $A_1= 1,11\text{cm}^2/\text{ml}$.

On prend : **6T5=1,18cm²**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

- **Armatures de répartition :** $A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,56\text{cm}^2$

Soit : **6T5=1,18cm²** $S_t=20\text{cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à **20** cm suivant les deux sens.

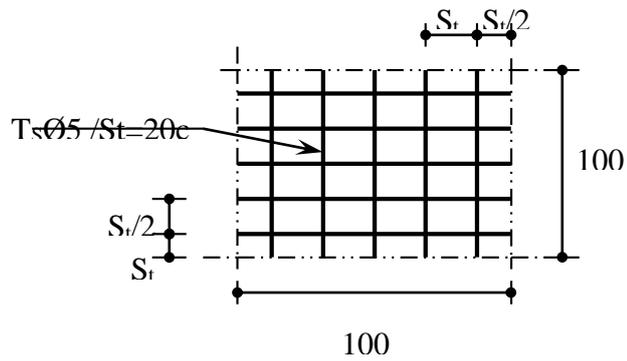


Figure III. 12: Ferrailage de la dalle de compression.

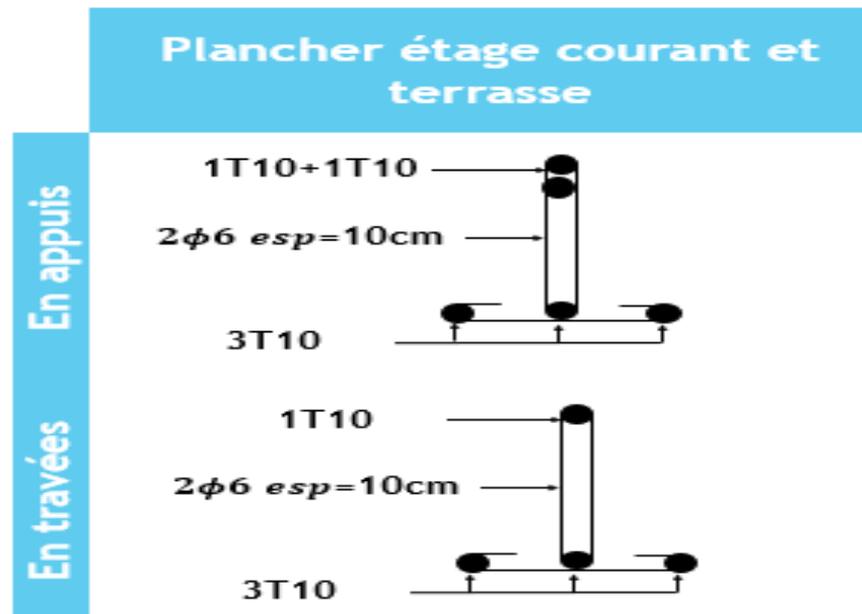


Figure III. 13: Ferrailage des poutrelles en Travée et en Appuis.

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction

L'Algérie a connu, au cours du siècle dernier, plusieurs séismes destructeurs causants d'énormes pertes humaines et matérielles. Comme par exemple Le dernier séisme en 2003 de Boumerdès qui a provoqué des dégâts humains et matériels.

Un séisme est une secousse soudaine et rapide de la surface de la terre provoquée par la rupture et changements de la vitesse des roches du dessous lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, qui donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces ondes sismiques touchent directement les appuis des ouvrages et provoquent des déplacements qui sont plus ou moins amplifiés dans la structure.

Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique

L'étude sismique d'une structure est très complexe à cause du nombre de fonctions et des éléments existants dans la structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage à étudier.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations (en utilisant le logiciel ETABS version 2013).

IV.3. Modélisation de la structure

L'étude de la réponse dynamique d'une structure, (périodes et modes propres), nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat, traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique, pour le calcul de l'ouvrage, est une console verticale infiniment rigide encastré à sa base (modèle brochette), dont les masses sont concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau. Le logiciel utilisé est l'ETABS pour les modélisations et l'analyse de l'ouvrage ce qui permet de simplifier suffisamment les calculs.

IV.4. Méthodes de calcul

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour le calcul des sollicitations sismiques. D'après le RPA99/V2003, on citera :

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

IV.4.1. Méthode statique équivalente**Principe :**

Dans cette méthode, le RPA99/V2003 propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

Domaine d'application :

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

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et IIa et à 30 m en zones IIb et III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivante:

Zone I : – tous groupes.

Zone II : – groupe d'usage 3.

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

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

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

Zone III : – groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

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

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

IV.4.2. Méthode d'analyse modale spectrale**Principe :**

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

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Choix de la méthode :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/V2003).

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies.

Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA99/V2003.

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

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA99/V2003 prévoit de faire la vérification suivante :

$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$ (RPA99 Version 2003-article 4.3.6) Avec :

$V_{\text{dynamique}}$: L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modal).

V_{statique} : L'effort tranchant statique à la base du bâtiment (calculée par la méthode statique équivalente).

Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes : ultime, service et accidentel.

Combinaisons fondamentales :

ELU : 1,35 G + 1.5 Q

ELS : G + Q

Où : G c'est la charge permanente, et Q c'est la charge d'exploitation.

Combinaisons accidentelles :

0.8 G ± E (x ; y)

G + Q + E (x ; y)

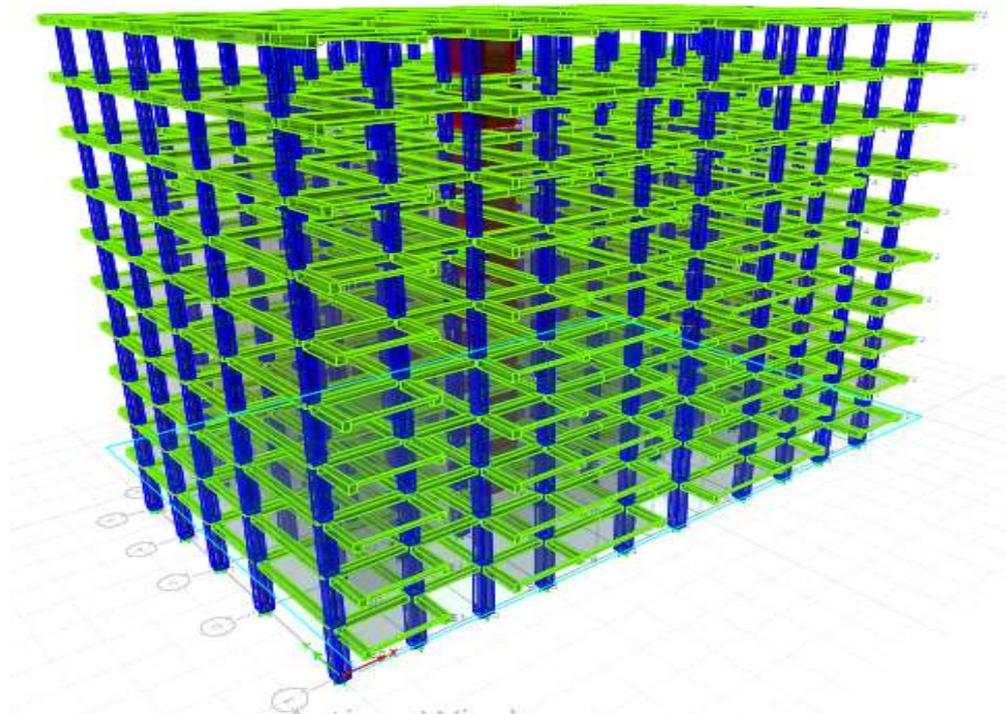
Où :

E (x ; y) c'est l'action du séisme.

IV.4.3. Méthode statique équivalente

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/V2003, l'effort sismique équivalent (V) appliqué à la base de la Structure dans les deux directions (x ; y) est donné par la formule suivante :

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

**Figure IV. 1:** Model initiale en 3d

Coefficient d'accélération de zone (A) :

Le coefficient d'accélération de la zone est choisi en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Le bâtiment est implanté dans la wilaya de blida zone III. Ouvrage de grande importance (Groupe II)).

D'après le « tableau 4.1 » du RPA99/V2003, le coefficient d'accélération de la zone

A= 0,25.

Coefficient de comportement global de la structure (R) :

La valeur de R est donnée par le « tableau 4.3 » RPA99/V2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans « l'article 3.4 » du RPA99/V2003.

On a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure est égal à **R=5.**

Estimation de la période fondamentale empirique de la structure (T) :

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

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

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

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

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, Il est donné par le « tableau 4.6 » du RPA99/V2003.

$C_T = 0,05$ Dans notre structure, on a un système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé.

Le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base est limité comme suit :

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

$$C_T = 0,05$$

$$h_N = 30,94 \text{ m}$$

Sens x-x Dx= 33,3 m

$$T_x = \min (0,05 \cdot 30,94^{3/4}, \frac{0,09 \cdot 30,94}{\sqrt{33,3}})$$

$$T_x = \min (0,66 \cdot 0,483) = 0,483 \text{ s}$$

Sens y-y Dy= 18.0 m

$$T_y = \min (0,05 \cdot 30,94^{3/4}, \frac{0,09 \cdot 30,94}{\sqrt{18}})$$

$$T_y = \min (0,66 \cdot 0,656) = 0,66 \text{ s}$$

$$\begin{cases} \text{sens } x - x & T_x = \mathbf{0,483} & \mathbf{1,3T_x = 0,628 \text{ s}} \\ \text{sens } y - y & T_y = \mathbf{0,66} & \mathbf{1,3T_y = 0,858 \text{ s}} \end{cases}$$

Facteur d’amplification dynamique moyen (D) :

Le facteur D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement η , et de la période fondamentale de la structure T. Ce facteur est calculé comme suit :

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

T1, T2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée. dans **le tableau**

4.7 des RPA99/version 2003.

Tableau IV. 1: La catégorie du site

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T_{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T_{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Période caractéristique associées à la catégorie de site :

On va supposer site 3 (site meuble) : donc : T1 = 0,15s et T2 =0,50s.

η : C’est le coefficient de correction d’amortissement :

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

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

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Puisque notre immeuble est contreventé par des voiles, donc il est pris égal à 7%.

Dans le sens x-x

$$2,5 \eta \left(\frac{T^2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 * 0,88 \left(\frac{0,5}{0,628}\right)^{2/3} = 1,89$$

Dans le sens y-y

$$2,5 \eta \left(\frac{T^2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 * 0,88 \left(\frac{0,5}{0,858}\right)^{2/3} = 1,53$$

$$\begin{cases} Dx = 1,89 \\ Dy = 1,53 \end{cases}$$

Facteur de qualité (Q) :

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

Avec : P_q est la pénalité à retenir selon le «tableau V.4 » du [2].

Tableau IV. 2 : Pénalité correspondante au critère de qualité

Critère q »	Observée	PqX	Observée	PqY
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0,05
2- Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0
	$\sum p_q = 0,05$		$\sum p_q = 0,05$	

$$Q_x = 1 + 0,05 = 1,05$$

$$Q_y = 1 + 0,05 = 1,05$$

Le poids total de la structure (Wt) :

D'après le RPA99 version 2003, il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction des charges d'exploitations.

Le poids total de la structure est calculé comme suit :

$$W = \sum W_i \text{ Où : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec:

β : c'est le coefficient de pondération, d'après le « tableau 4.5 » du RPA99/V2003, il est pris égal à 0,2 (bâtiment d'habitation).

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation

IV.5. Résultats De L'analyse Sismique

IV.5.1. Model initial

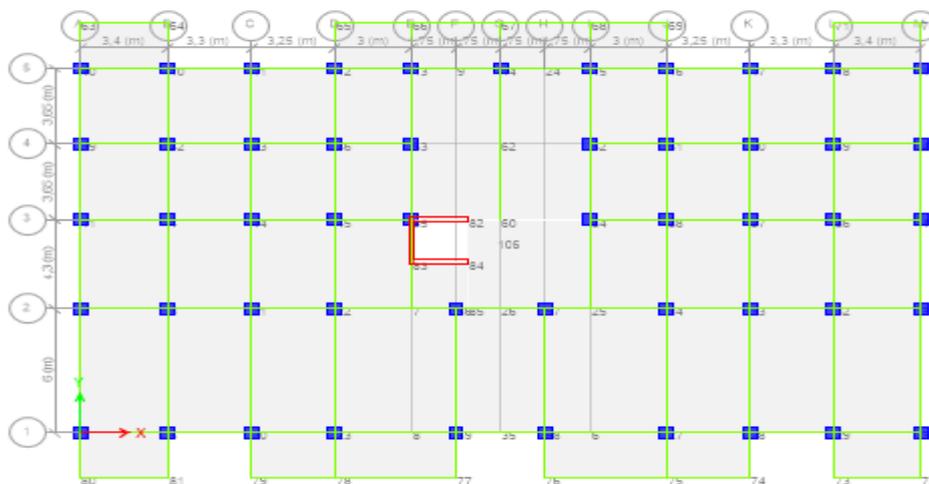


Figure IV. 2: Vue en plan model initiale

Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale : $T = 1,281 \text{sec.}$

Tableau IV. 3 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial

Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
Modal	1	1,281	0,3495	0,1474	0,3495	0,1474	0,2595
Modal	2	1,192	0,2996	0,4177	0,649	0,5651	0,285
Modal	3	1,144	0,095	0,1768	0,744	0,7419	0,7623
Modal	4	0,446	0,0231	0,0236	0,7671	0,7655	0,834
Modal	5	0,398	0,1025	0,0052	0,8696	0,7707	0,8508
Modal	6	0,38	3,521E-05	0,1043	0,8696	0,8751	0,8819
Modal	7	0,254	0,0031	0,0075	0,8728	0,8826	0,9164
Modal	8	0,209	0,0484	0,0002	0,9211	0,8828	0,9205
Modal	9	0,197	0,0018	0,0466	0,9229	0,9294	0,9278
Modal	10	0,174	0,0007	0,0033	0,9236	0,9327	0,947
Modal	11	0,133	0,0012	0,0028	0,9248	0,9355	0,9582
Modal	12	0,129	0,0236	0,0019	0,9484	0,9374	0,9618

Constatations :

Le 1^{er} mode est un mode de rotation.

Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.

Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

IV.5.2. Analyse des modèles

Notre structure est contreventée par une ossature mixte portique-voile. Le choix de la position des voiles doit satisfaire à un certain nombre de condition :

-Satisfaire les conditions d'architectures.

-Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.

La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la structure.

-Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

-La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

• Selon le RPA99 version 2003, [Art 4.2.4] :

-Les périodes calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30 %.

CONCLUSION :

La structure est trop souple, le premier mode est un mode de rotation, d'où on doit ajouter des voiles de contreventements.

IV.5.3. MODEL FINAL

Après avoir testé plusieurs modèles on opte pour le modèle final représenté sur la figure ci-dessus

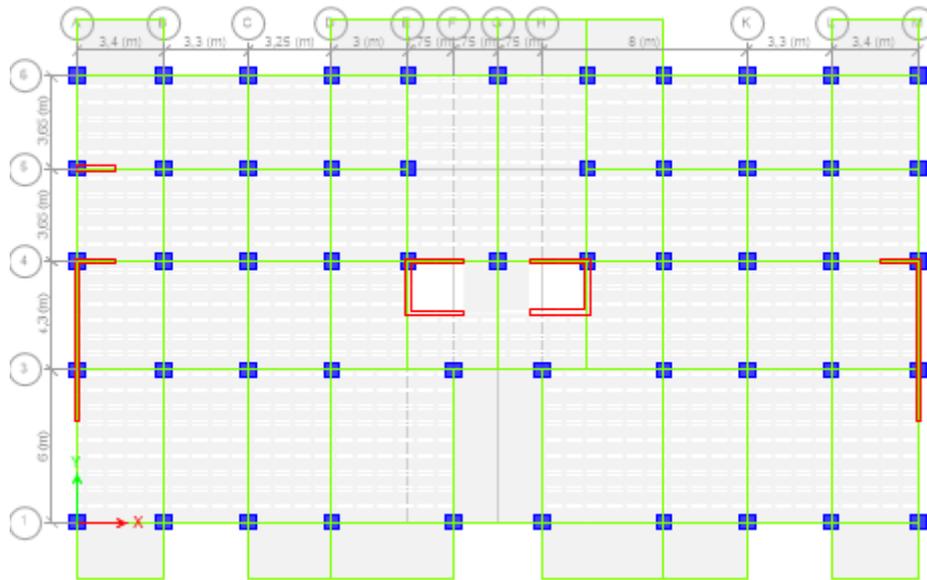


Figure IV. 3: Vue en plan model final

Caractéristiques dynamique propres du modèle final :

- ✓ L'analyse dynamique de la structure a conduit à :
- ✓ Une période fondamentale : $T = 0.98$ s
- ✓ La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.

Constatations :

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à **X-X**
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à **Y-Y**
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

Tableau IV. 4: Tableau de vérification des masses modales

Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
	Sec					
1	0,979	0,7154	5,71E-06	0,7154	5,71E-06	0,0147
2	0,758	1,27E-05	0,6857	0,7154	0,6857	0,0147
3	0,614	0,0171	0,0001	0,7326	0,6858	0,68
4	0,308	0,1306	0	0,8631	0,6858	0,6832
5	0,197	0	0,1843	0,8631	0,8701	0,6832
6	0,158	0,0288	0	0,8919	0,8701	0,7975
7	0,154	0,0283	0	0,9202	0,8701	0,8726
8	0,093	0,0314	8,65E-06	0,9516	0,8701	0,8726
9	0,09	4,16E-06	0,0677	0,9516	0,9378	0,8726
10	0,072	0,0002	5,97E-07	0,9517	0,9378	0,941
11	0,063	0,0191	2,22E-06	0,9708	0,9378	0,941
12	0,056	1,95E-06	0,0303	0,9708	0,9681	0,941

Résultantes des forces sismiques :

Calcul de D :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta [(T2/T)]^{(2/3)} = 2,5 * 0,88 [(0,5/0,628)]^{(2/3)} = 1,89 \\ 2,5 \eta [(T2/T)]^{(2/3)} = 2,5 * 0,88 [(0,5/0,858)]^{(2/3)} = 1,53 \end{cases}$$

On prend 1.3T car : $T_{analytique} \geq 1.3T_{empirique}$

$$1,3Tx = 0,628 s < 0.98s$$

$$1,3Ty = 0,858 s < 0.98s$$

a. Calcule du Vstatique :

$$V = \frac{A * D * Q * W}{R} = \begin{cases} Vx = 7227,71 KN \\ Vy = 5851,00 KN \end{cases}$$

Il faut vérifiée : $V_{dynamique} \geq 0,8 V_{statique}$ et cela dans les deux sens.

Tableau IV. 5: Vérification de leffort statique et dynamique

	V _{dyn} KN	0,8 V _{st} KN	Observation
Sens X-X	5782,2	5706,853639	vérifiée
Sens Y-Y	5752,1614	4921,783826	vérifiée

b. Vérification des déplacements:

L'une des vérifications préconisées par le (*RPA 99 version 2003*), concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon (**art 5.10 de RPA 99 version 2003**) l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta^x \leq \Delta$

Avec : $\Delta = 0,01h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Δ^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1

δ^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau IV. 6: Déplacement suivant X-X

Niveaux	Dans le sens X-X						Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	
<i>Etage 9</i>	306	3,6	3,300	0,30	306	0,098	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 8</i>	306	3,3	3,000	0,30	306	0,098	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 7</i>	306	3	2,600	0,40	306	0,131	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 6</i>	306	2,6	2,200	0,40	306	0,131	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 5</i>	306	2,2	1,700	0,50	306	0,163	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 4</i>	306	1,7	1,300	0,40	306	0,131	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 3</i>	306	1,3	0,900	0,40	306	0,131	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 2</i>	306	0,9	0,500	0,40	306	0,131	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 1</i>	306	0,5	0,200	0,30	306	0,098	<i>vérifiée</i>
<i>RDC</i>	340	0,2	0	0,20	340	0,059	<i>vérifiée</i>

Tableau IV. 7: Déplacement suivant Y-Y

Niveaux	Dans le sens Y-Y						Observation
	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
Etage 9	306	2,3	2,000	0,30	306	0,098	<i>vérifiée</i>
Etage 8	306	2	1,700	0,30	306	0,098	<i>vérifiée</i>
Etage 7	306	1,7	1,500	0,20	306	0,065	<i>vérifiée</i>
Etage 6	306	1,5	1,200	0,30	306	0,098	<i>vérifiée</i>
Etage 5	306	1,2	0,900	0,30	306	0,098	<i>vérifiée</i>
Etage 4	306	0,9	0,700	0,20	306	0,065	<i>vérifiée</i>
Etage 3	306	0,7	0,400	0,30	306	0,098	<i>vérifiée</i>
Etage 2	306	0,4	0,200	0,20	306	0,065	<i>vérifiée</i>
Etage 1	306	0,2	0,100	0,10	306	0,033	<i>vérifiée</i>
RDC	340	0,1	0	0,10	340	0,029	<i>vérifiée</i>

c. Vérification des conditions du facteur de comportement R

Dans nos précédant calcul en a pris R=5, donc selon le RPA il faut justifier que :

d. Justification des voiles sous charges verticales :

$$\frac{\text{Les charges reprises par les voiles}}{\text{Le poids total de la structure}} = \frac{14932.8}{112868.9} \times 100 = 13,2 \%$$

Alors les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

e. Justification vis-à-vis de l'effet P-delta-(les effets du second ordre) :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

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 :

$$\theta_k = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1$$

Avec :

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

$$P_K = \sum_{i=k} (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$i=k$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

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

h_k : Hauteur d'étage 'k'.

Tableau IV. 8: Justification vis-à-vis de l'effet P-delta.

Niveaux	h_k	P_k	Δ_k	Dans le sens X-X		Observation
				V_k	θ_k	
	(cm)	(KN)	(cm)	(KN)		
Etage 9	306	11540,054	0,30	1548,051	0,007	<i>vérifiée</i>
Etage 8	306	22258,819	0,30	2612,738	0,008	<i>vérifiée</i>
Etage 7	306	33178,97	0,40	3458,5482	0,013	<i>vérifiée</i>
Etage 6	306	44099,121	0,40	4163,7322	0,014	<i>vérifiée</i>
Etage 5	306	55019,272	0,50	4771,7414	0,019	<i>vérifiée</i>
Etage 4	306	66163,272	0,40	5291,0581	0,016	<i>vérifiée</i>
Etage 3	306	77502,24	0,40	5737,3956	0,018	<i>vérifiée</i>
Etage 2	306	88905,719	0,40	6101,5045	0,019	<i>vérifiée</i>
Etage 1	306	100591,14	0,30	6389,7434	0,015	<i>vérifiée</i>
RDC	340	112868,9	0,20	6573,7407	0,010	<i>vérifiée</i>

Tableau IV. 9: Justification vis-à-vis de l'effet P-delta.

Niveaux	Dans le sens Y-Y					Observation
	h_k	P_k	Δ_k	V_k	θ_k	
	(cm)	(KN)	(cm)	(KN)		
Etage 9	306	11540,054	0,30	1369,8337	0,008	<i>vérifiée</i>
Etage 8	306	22258,819	0,30	2289,2298	0,010	<i>vérifiée</i>
Etage 7	306	33178,97	0,20	2995,9117	0,007	<i>vérifiée</i>
Etage 6	306	44099,121	0,30	3612,6376	0,012	<i>vérifiée</i>
Etage 5	306	55019,272	0,30	4133,4995	0,013	<i>vérifiée</i>
Etage 4	306	66163,272	0,20	4576,134	0,009	<i>vérifiée</i>
Etage 3	306	77502,24	0,30	4947,3205	0,015	<i>vérifiée</i>
Etage 2	306	88905,719	0,20	5243,1897	0,011	<i>vérifiée</i>
Etage 1	306	100591,14	0,10	5495,0741	0,006	<i>vérifiée</i>
RDC	340	112868,9	0,10	5651,8692	0,006	<i>vérifiée</i>

f. Justification de l'effort normal réduit :

D'après les règles de RPA99/V2003, Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.2 Le RPA99/version2003 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivant :

Tableau IV. 10: vérification de l'effort normal réduit

	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)	N (kn)	ν	observatio n
RDC	60	60	3600	2877,74	0,266	<i>vérifiée</i>
Etage 1	55	55	3025	2493,89	0,275	<i>vérifiée</i>
Etage 2	50	50	2500	2213,15	0,295	<i>vérifiée</i>
Etage 3	50	50	2500	1933,24	0,258	<i>vérifiée</i>
Etage 4	45	45	2025	1651,76	0,272	<i>vérifiée</i>
Etage 5	40	40	1600	1373,25	0,286	<i>vérifiée</i>
Etage 6	40	40	1600	1098,08	0,229	<i>vérifiée</i>
Etage 7	40	40	1600	823,27	0,172	<i>vérifiée</i>
Etage 8	35	35	1225	549,26	0,149	<i>vérifiée</i>
Etage 9	35	35	1225	278,84	0,076	<i>vérifiée</i>

Après les vérification de leffort normal on augment la section des poteaux de rdc.

Conclusion

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- Efforts normales au niveau des poteaux sont vérifiés.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

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**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- 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)	σ_{bbc} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	30	18	1,15	500	434
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 :

$$\text{Situation accidentelle : } \begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G + E \end{cases}$$

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 :

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

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

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- 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.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

$$A_s^{\min} = 0,9\%B \text{ selon [2]}$$

V.2.4. Ferrailage des poteaux**1. Situation durable :**

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

N.B : On utilise Le logiciel **SOCOTEC** pour le ferrailage des sections.

Tableau V. 2: Ferrailages des poteaux carrés situation durable (Nmax, Mcorr)

Niveau	Section	N max (kN)	Mcrr (kn,m)	Sollicitation	As calc cm ²	As' cm ²	As min cm ²
RDC	60*60	-3595,645	-11,412	SPC	41,9	40,8	32,4
1er étage	55*55	-3218,503	-30,482	SPC	38,2	35,83	27,23
2ème+3ème	50*50	-2852,009	-24,143	SPC	34,19	31,41	22,5
4ème	45*45	-2131,520	-24,022	SPC	26,36	22,66	18,23
5 , 6 , 7ème	40*40	-1775,325	-21,856	SPC	21,99	18,85	14,4
8 ,9ème	35*35	-719,710	-18,150	SPC	9,72	6,84	11,03

Tableau V. 3: Ferrailages des poteaux carrés situation durable (Mmax, Ncorr)

Niveau	section cm	Mmax Kn.m	Ncorr (Kn)	Sollicitation	As calc cm ²	As' cm ²	As min
RDC	60*60	-64,085	-2474,879	SPC	31,53	25,39	32,4
1er étage	55*55	89,574	-2199,983	SPC	20,27	30,33	11,03
2ème+3ème	50*50	74,859	-1921,932	SPC	17,8	26,41	14,4
4ème	45*45	80,319	-1394,878	SPC	11,2	20,88	18,23
5 , 6 , 7ème	40*40	75,053	-1145,358	SPC	7,78	18,57	22,5
8 ,9ème	35*35	67,483	-447,351	SPC	0	10,48	27,23

Tableau V. 4: Ferrailages des poteaux carrés situation durable (Nmin, Mcorr)

Niveau	Section	Nmin(KN)	Mcrr kn.m)	Sollicitation	As calc cm ²	As' cm ²	As min
RDC	60*60	-827,373	3,086	SPC	9,37	9,66	32,4
1er étage	55*55	-686,194	2,7451	SPC	7,66	8,13	27,23
2ème+3ème	50*50	-548,734	1,7443	SPC	6,21	6,41	22,5
4ème	45*45	-363,509	1,5936	SPC	4,14	4,22	18,23
5 , 6 , 7ème	40*40	-257,231	0,9657	SPC	2,89	3,03	14,4
8 ,9ème	35*35	-77,9631	0,5089	SPC	0,86	0,94	11,03

Situation accidentel

Combinaison : G+Q+E

Tableau V. 5: Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (Nmax, Mcorr)

Niveau	Section	N max (KN)	Mcrr kn.m	Sollicitation	As calc cm ²	As' cm ²	As min cm ²
RDC	60*60	-3064,496	-137,139	SPC	36,36	24,93	32,4
1er étage	55*55	-2493,886	-53,793	SPC	27,44	22,44	27,23
2ème+3ème	50*50	-2213,146	-45,222	SPC	24,39	19,87	22,5
4ème	45*45	-1651,761	-43,112	SPC	18,91	14,12	18,23
5 , 6 , 7ème	40*40	-1373,2479	-37,571	SPC	16,08	11,38	14,4
8 ,9ème	35*35	-549,2616	-28,219	SPC	7,57	3,42	11,03

Tableau V. 6: Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (Mmax, Ncorr)

Niveau	Section	Mmax (kN.m)	Ncorr (kN)	Sollicitation	As calc cm ²	As' cm ²	As min cm ²
RDC	60*60	-215,771	-943,364	SPC	18,42	0,44	32,4
1er étage	55*55	-309,587	-790,589	SPC	21,66	0	27,23
2ème+3ème	50*50	-295,135	-650,928	SPC	20,65	0	22,5
4ème	45*45	-197,896	-407,202	SPC	14,56	0	18,23
5 , 6 , 7ème	40*40	-230,738	-317,482	SPC	17,31	0	14,4
8 ,9ème	35*35	-100,889	-118,125	SPC	8,06	0	11,03

Tableau V. 7: Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (Nmin, Mcorr)

Niveau	Section	Nmin (kN)	Mcrr (kN.m)	Sollicitation	As calc cm ²	As' cm ²	As min cm ²
RDC	60*60	1620,8008	9,231	SEC	0	0	32,4
1er étage	55*55	1075,682	14,017	SEC	0	0	27,23
2ème+3ème	50*50	629,853	10,699	SEC	0	0	22,5
4ème	45*45	169,235	8,142	SEC	0	0	18,23
5 , 6 , 7ème	40*40	-268,017	80,809	SEC	0	8,64	14,4
8 ,9ème	35*35	51,014	4,235	SEC	0	0	11,03

Combinaison : 0.8G+E

Tableau V. 8: Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (Nmax, Mcorr)

Niveau	Section	N max (kN)	Mcrr Kn.m	Sollicitation	As calc cm ²	As' cm ²	Asmin cm ²
RDC	60*60	-2816,384	-137,431	SPC	33,89	22,44	32,4
1er étage	55*55	-1968,184	-59,154	SPC	22,43	16,93	27,23
2ème+3ème	50*50	-1523,554	-42,108	SPC	17,34	13,13	22,5
4ème	45*45	-1134,421	-40,556	SPC	13,6	9,09	18,23
5 , 6 , 7ème	40*40	-941,599	-35,364	SPC	11,63	7,21	14,4
8 ,9ème	35*35	-80,652	34,092	SPC	0	3,03	11,03

Tableau V. 9: Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (Mmax, Ncorr)

Niveau	Section	Mmax kn.m	Ncorr KN	Sollicitation	As calc cm ²	As' cm ²	Asmin cm ²
RDC	60*60	-215,984	-679,791	SPC	15,57	0	32,4
1er étage	55*55	-309,839	-569,332	SPC	19,31	0	27,23
2ème+3ème	50*50	-295,395	-468,144	SPC	18,79	0	22,5
4ème	45*45	-198,138	-291,896	SPC	13,39	0	18,23
5 , 6 , 7ème	40*40	-231,024	-227,823	SPC	16,52	0	14,4
8 ,9ème	35*35	-101,116	-88,779	SPC	7,79	0	11,03

Tableau V. 10: Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (Nmin, Mcorr)

Niveau	Section Cm ²	Nmin (kN)	Mcrr	Sollicitation	As calc cm ²	As' cm ²	Asmin cm ²
RDC	60*60	1787,275	9,6764	SEC	0	0	32,4
1er étage	55*55	1214,346	14,0517	SEC	0	0	27,23
2ème+3ème	50*50	741,738	10,7407	SEC	0	0	22,5
4ème	45*45	244,850	8,0727	SEC	0	0	18,23
5 , 6 , 7ème	40*40	104,965	5,3218	SEC	0	0	14,4
8 ,9ème	35*35	-92,868	-3,7456	SPC	1,21	0,65	11,03

V.2.5. Choix des armatures

Tableau V. 11: Choix des armatures des poteaux

Niveau	section cm ²	As calc cm ²	Combinaison	Asmin cm ²	Asmax Zc (cm ²)	Asmax ZR (cm ²)	choix d'armateur	Asadopt Cm ²
RDC	60*60	41,9	1.35G+1.5Q	32,4	144	216	12T20+4T14	43,86
1er étage	55*55	38,2	1.35G+1.5Q	27,23	121	181,5	10T20+6T14	40,66
2ème,3ème	50*50	34,19	1.35G+1.5Q	22,5	100	150	10T20+6T14	40,66
4ème	45*45	26,36	1.35G+1.5Q	18,23	81	121,5	6T20+6T14	28,09
5 , 6 , 7ème	40*40	22	1.35G+1.5Q	14,4	64	96	8T16+4T14	22,24
8 ,9ème	35*35	10,48	1.35G+1.5Q	11,03	49	73,5	4T16+4T12	12,56

V.2.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (Mser ,Nser) (annexe,organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- Béton : $\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$
- Acier : $\sigma_s = 250 \text{ MPa}$

Tableau V. 12: Vérification des contraintes dans les poteaux (N^{\max} , M^{corr})

Niveau	section cm ²	N max (kN)	Mcorr	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa)	Vérification
RDC	60*60	-2615,93	-8,17	57.73	250	9.79	18	OK
1er étage	55*55	-2341,24	-21,84	60.6	250	10.68	18	OK
2ème, 3ème	50*50	-2074,44	-17,28	64.76	250	11.44	18	OK
4ème	45*45	-1550,10	-17,17	59.24	250	10.73	18	OK
5 , 6 , 7ème	40*40	-1290,96	-15,62	61.83	250	11.45	18	OK
8 ,9ème	35*35	-523,17	-12,9	29.97	250	6.63	18	OK

Tableau V. 13: Vérification des contraintes dans les poteaux (Nmin, Mcorr)

Niveau	section cm ²	Nmin (kN)	Ms corr	σs (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ MPa)	σbc (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa)	vérification
RDC	60*60	-607,046	2,243	13.55	250	2.22	18	OK
1er étage	55*55	-503,302	2	13	250	2.19	18	OK
2ème,3ème	50*50	-402,381	1,262	12.93	250	2.12	18	OK
4ème	45*45	-266,434	1,1552	10.59	250	1.72	18	OK
5 , 6 , 7ème	40*40	-188,506	0,6992	9.48	250	1.54	18	OK
8 ,9ème	35*35	-57,088	0,3681	3.77	250	0.6	18	OK

Tableau V. 14: Vérification des contraintes dans les poteaux (Mmax, Ncorr)

Niveau	section cm ²	Mmax KN.m	Ncorr (kN)	σs (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ MPa)	σbc (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa)	Vérification
RDC	60*60	-46,602	-1804,208	37.6	250	7.31	18	OK
1er étage	55*55	65,118	-1604,107	41.05	250	6.16	18	OK
2ème,3ème	50*50	54,414	-1401,360	46.57	250	6.46	18	OK
4ème	45*45	58,370	-1017,145	41.7	250	5.33	18	OK
5 , 6 , 7ème	40*40	54,543	-835,289	43	250	5.24	18	OK
8 ,9ème	35*35	49,011	-326,724	19.39	250	1.91	18	OK

V.2.7. Vérification de l'effort tranchant

a. 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 :

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

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 :

$$\left(\lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a} \right)$$

λ : L'élancement du poteau

a : coté du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Tableau V. 15: Vérification de la contrainte du cisaillement dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	T _u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_{RPAu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{BAELu}$ (MPa)	Vérification
RDC	60*60	33.03	0.102	13.74	0,075	2,25	3	OK
1er étage	55*55	61	0.224	13.49	0,075	2,25	3	OK
2ème,3ème	50*50	51.58	0.229	14.84	0,075	2,25	3	OK
4ème	45*45	57.54	0.315	16.49	0,075	2,25	3	OK
5 , 6 , 7ème	40*40	51.33	0.356	18.55	0.075	2.25	3	OK
8 ,9ème	35*35	45.07	0.409	21.2	0.075	2.25	3	OK

V.2.8. Ferraillage 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 :

- **BAEL91 modifié 99 :**

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_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.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10 \text{ cm}$ Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2} ; \frac{h}{2} ; 10 \phi_t \right)$ Zone courante (zone III).

ϕ_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 :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $F_c=500$ MPA.

Tableau V. 16: Espacements maximums des poteaux

Niveau	section cm ²	choix d'armateur	espacement	zone nodal	zone courant
RDC	60*60	12T20+4T14	15	10	14
1er étage	55*55	10T20+6T14	15	10	14
2ème, 3ème	50*50	10T20+6T14	15	10	14
4ème	45*45	6T20+6T14	15	10	14
5, 6, 7ème	40*40	8T16+4T14	15	10	14
8, 9ème	35*35	4T16+4T12	15	10	12

Tableau V. 17: Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveau	section cm ²	Lf	Λ_g	pa	Tumax	Zone	St	At calc	Choix	As adp
RDC	60*60	2,38	3,97	3,75	33.03	N	10	0.41	4T8	2,01
						C	15	0.62	4T8	2,01
1er étage	55*55	2,142	3,89	3,75	61	N	10	0.83	4T8	2,01
						C	15	1.25	4T8	2,01
2ème,3ème	50*50	2,142	4,28	3,75	51.58	N	10	0.77	4T8	2,01
						C	15	1.16	4T8	2,01
4ème	45*45	2,142	4,76	3,75	57.54	N	10	0.96	4T8	2,01
						C	15	1.44	4T8	2,01
5, 6, 7ème	40*40	2,142	5,36	2,5	51.33	N	10	0.64	4T8	2,01
						C	15	0.96	4T8	2,01
8, 9ème	35*35	2,142	6,12	2,5	45.07	N	10	0.64	4T8	2,01
						C	12	0.96	4T8	2,01

Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r=50\phi_1$ en zone III.... [2]

Pour :

- $\phi=20\text{mm}$ $L_r=100\text{cm}$
- $\phi=16\text{mm}$ $L_r=80\text{cm}$
- $\phi=14\text{mm}$ $L_r=70\text{cm}$
- $\phi=12\text{mm}$ $L_r=60\text{cm}$

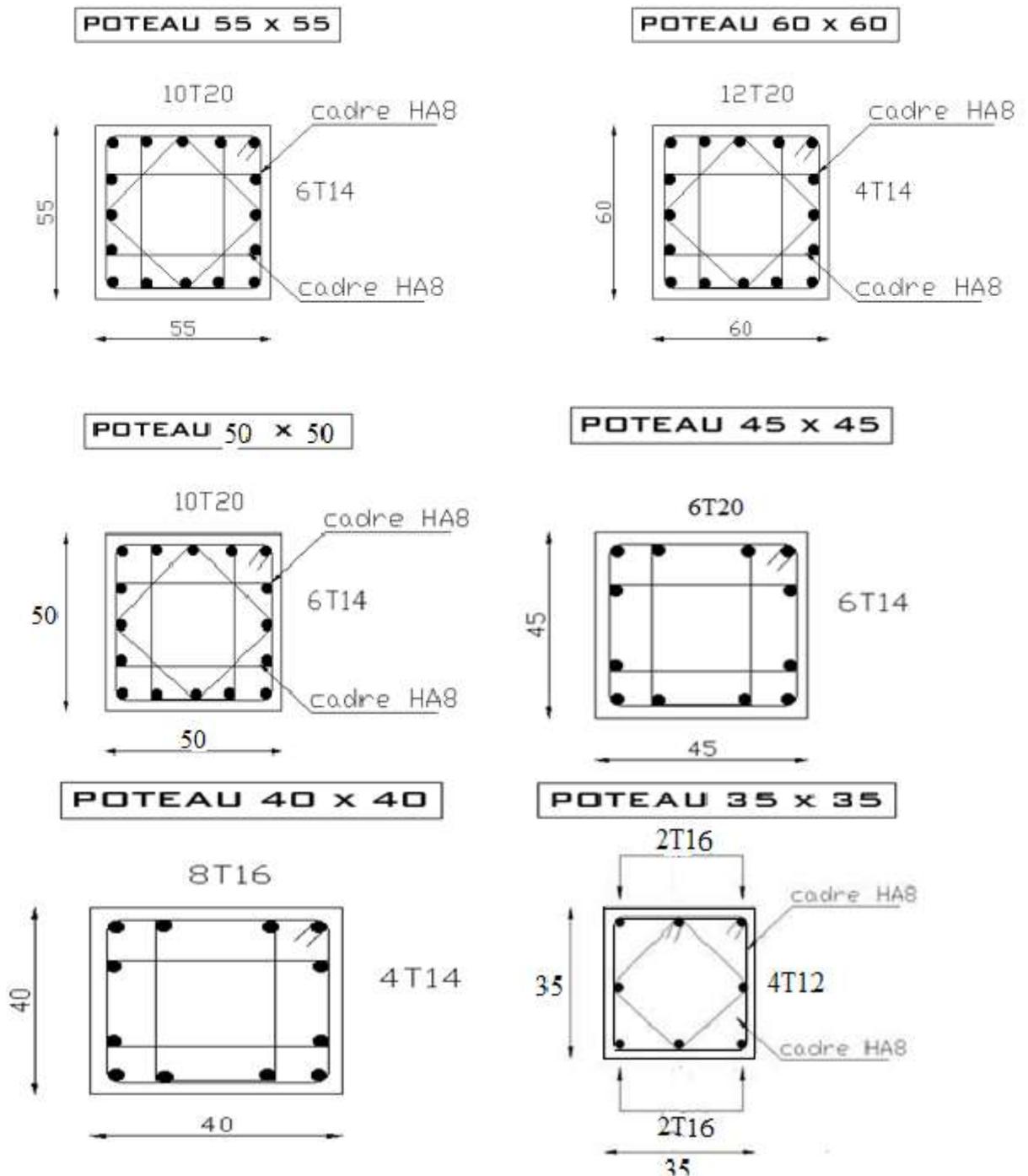


Figure V. 1: Schéma ferrailage des poteaux

V.3. Ferrailage des poutres

V.3.1. Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93 :

Situation durable :

ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle

$0.8 G \pm E$

$G + Q \pm E$

c. Recommandations selon RPA99 version 2003 :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes :

• **Situation durable :**

Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 17$ MPa.

Acier : $\gamma_s = 1,15$; FeE 500 ; $\sigma_s = 435$ MPa.

• **Situation accidentelle :**

Béton : $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 22.17$ MPa.

Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 500 ; $\sigma_s = 500$ MPa.

V.3.2. Calcul de ferrailage

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par logiciel **ETABS 13**.

Ont disposé 2 types de poutres :

- Poutres principales 30x45(cm²)
- Poutres secondaire 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

1. Sens porteur :**a -Situation durable : 1.35G+1.5Q****Tableau V. 18:** Ferrailage des poutres porteuses 30x45

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage courant	30x45	Travée	94,59	5.72	0
		Appui	-128,48	7.76	0
Terrasse	30x45	Travée	113,88	0	6.98
		Appui	-137,33	8.38	0

b- Situation accidentelle : 0.8G+E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage courant	30x45	Travée	136,66	0	8.3
		Appui	-179,46	11.29	0
Terrasse	30x45	Travée	94,12	5.54	0
		Appui	-146,29	8.95	0

c- Situation accidentelle : G+Q+E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage courant	30x45	Travée	126,66	7.64	0
		Appui	-192,66	12.27	0
Terrasse	30x45	Travée	83,94	4.91	0
		Appui	-183,71	11.6	0

Choix des armatures :

➤ Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V. 19: Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x45

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	A_s^{max} (Z.C) (cm ²)	A_s^{max} (Z.R) (cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
Etage courant	30x45	Travée	54	81	6.75	8.3	3T16+3T14	10.65
		Appuis				12.27	3T16+5T14	13.73
Terrasse	30x45	Travée	54	81	6.75	6.98	3T16+3T14	10.65
		Appuis				11.6	3T16+5T14	13.73

$A_{s\ min} = 0.005 \cdot 45 \cdot 30 = 6.75\ cm^2$

$Z_c = 0.04 \cdot 45 \cdot 30 = 54\ cm^2$

$Z_r = 0.06 \cdot 45 \cdot 30 = 81\ cm^2$

Poutres secondaire

Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V. 20: Ferraillage des poutres non porteuses 30x35

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M^{max} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)
Etage courant	30x35	Travée	34,19	2.6	0
		Appui	-62,12	4.29	0
Terrasse	30x35	Travée	34,90	2.64	0
		Appui	-56,95	3.95	0

d- Situation accidentelle : 0.8G+E

Tableau V. 21: Ferraillage des poutres non porteuses 30x35

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M^{max} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)
Etage courant	30x35	Travée	142,403	0	10.31
		Appui	-166,44	9.49	0
Terrasse	30x35	Travée	36,12	2.36	0
		Appui	-73,09	4.41	0

e- Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V. 22: Ferraillage des poutres non porteuses 30x35

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage courant	30x35	Travée	136,13	0	9.79
		Appui	-173,43	9.85	0
Terrasse	30x35	Travée	87,33	0	5.97
		Appui	-127,86	7.46	0

Choix des armatures :

➤ Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V. 23: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x35

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (Z.C) (cm ²)	A _s ^{max} (Z.R) (cm ²)	A _s ^{min} sRPA (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage courant	30x35	Travée	42	63	5.25	10.31	5T14+3T12	11.09
		Appuis				9.85	3T14+5T12	10.27
Terrasse	30x35	Travée	42	63	5.25	5.97	5T14	7.7
		Appuis				7.46	3T14+5T12	10.27

$$A_s \text{ min} = 0.005 \cdot 30 \cdot 35 = 5.25 \text{ cm}^2.$$

$$Z_c = 0.04 \cdot 35 \cdot 30 = 42 \text{ cm}^2.$$

$$Z_R = 0.06 \cdot 35 \cdot 30 = 63 \text{ cm}^2.$$

V.3.3. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa}$$

Tableau V. 24: Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	$A_{s \text{ (min) }}^{\text{choisi}}$ (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Vérification
30x45	8.04	1,49	Vérifiée
30x35	6.16	1,16	Vérifiée

V.3.4. Vérification vis à vis de l'ELS

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**

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

- **Acier**

Fissuration préjudiciable :
$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right)$$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau V. 25: Vérification des poutres porteuses (30X45) à l'ELS

Niveaux	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Etage courant	Travée	68,75	6.79	18	81.48	250	OK
	Appui	-93,65	9.25		110.1		
Terrasse	Travée	83,25	8.22	18	98.66	250	OK
	Appui	-99,74	9.85		118.21		

Tableau V. 26: Vérification des poutres non porteuses (30X35) à l'ELS

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Etage courant	Travée	24,82	4.05	18	48.62	250	OK
	Appui	-45,12	7.36		88.39		
Terrasse	Travée	18,39	3.95	18	36	250	OK
	Appui	-41,39	6.75		81.09		

V.3.5. Vérification de l'effort tranchant

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Il faut vérifier que :

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) = 3 \text{ MPA. (Fissuration préjudiciable). [1]}$$

Tableau V. 27: Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérifié
Etage courant	30x45	136,4	1.01	3	OK
	30x35	60.95	0.58	3	OK
Terrasse	30x45	146,89	1.08	3	OK
	30x35	53.33	0.5	3	OK

Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance

FeE50 (f_c=500MPa).

Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\begin{cases} S_t = \text{Min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{cases}$$

Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\begin{cases} A_t = 0,003 S_t b \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t ; 30 \text{ cm} \right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \quad \text{Avec : } \phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_t ; \frac{b}{10} \right) \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 28: calcul des armatures transversales

Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix	A _t ^{adop}
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC			
30x45	136,4	1.01	36.45	11.25	22.5	10	15	2.025	4T8	2.01
30x35	146,89	1.08	28.35	8.75	17.5	10	15	1.57	4T8	2.01

- Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r = 50Ø (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

- Ø=16mm L_r=80cm
- Ø=14mm L_r=70cm

V.3.6. Arrêt des barres

Armatures inférieures $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{MAX}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{cases}$

Avec : $L = \text{Max} (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

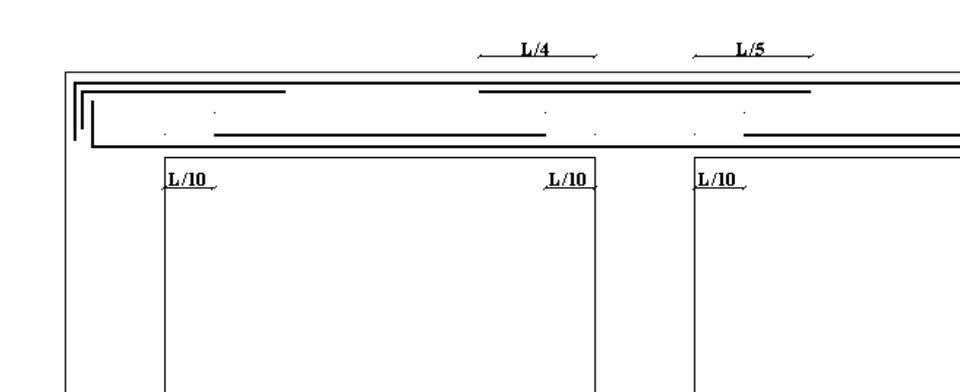


Figure V. 2: arrêts des barres.

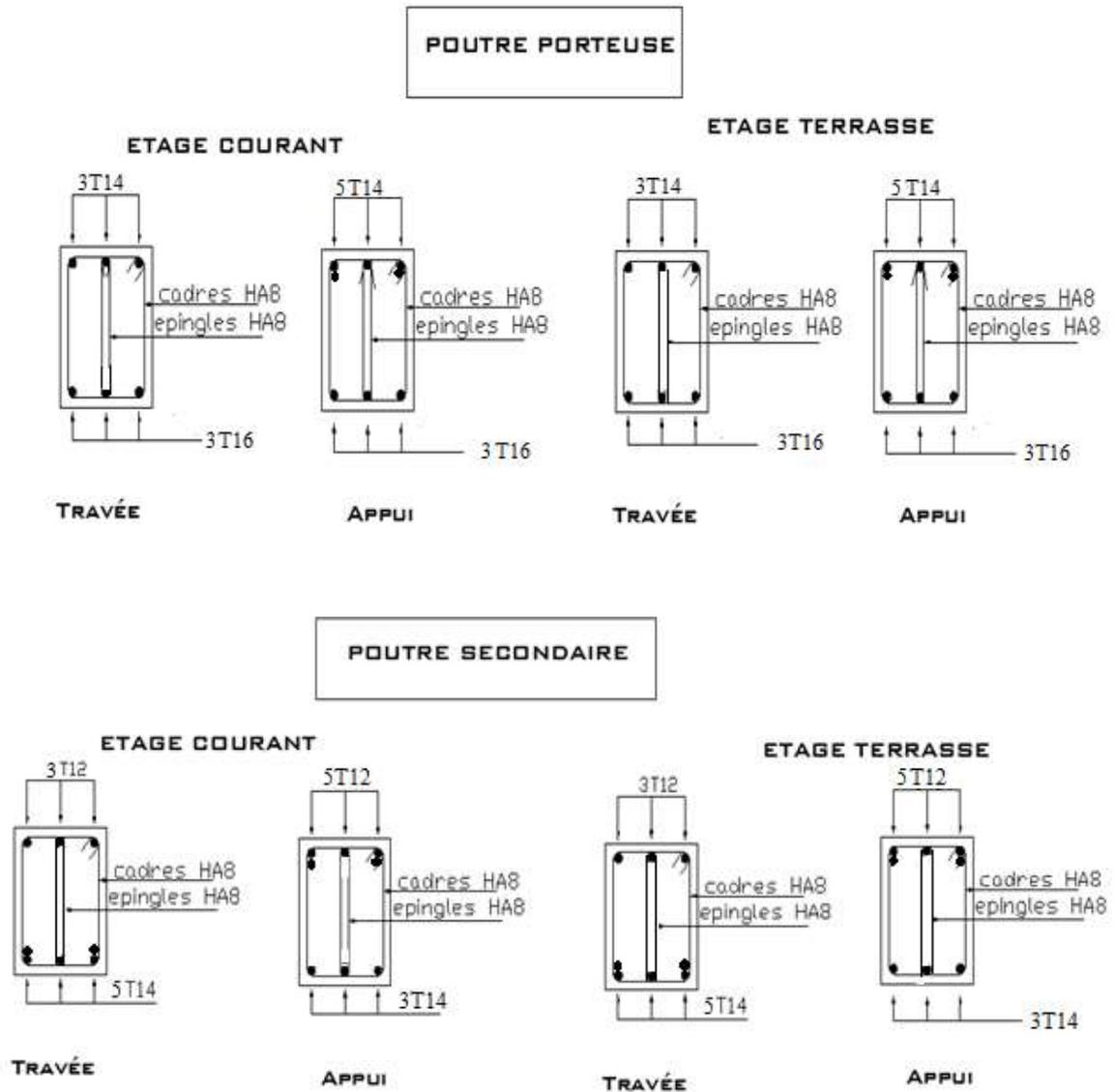


Figure V. 3: schéma ferrailage des poutres

V.4. Ferrailage des voiles :

V.4.1. Généralités :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé.

Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

Remarque :

Des voiles en acier ont été très rarement utilisés pour des contreventements de structures métalliques (steel shear walls) pour des bâtiments de grande hauteur aux Etats-Unis, à la place des traditionnelles diagonales.

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel, et une protection contre l'incendie.
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués selon le **DTU 23.1** « murs en béton banché ».

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Un poteau « allongé » de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et à leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une flexion composée, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

V.4.2. Introduction au ferrailage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. La **figure1** montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

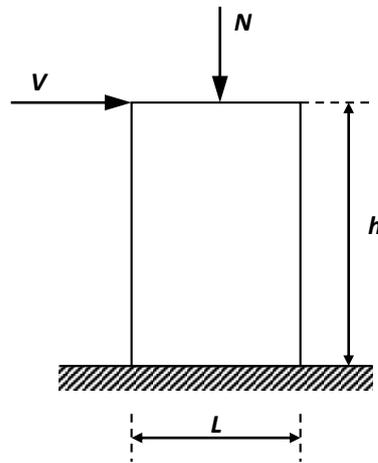


Figure V. 4: Section rectangulaire soumise

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

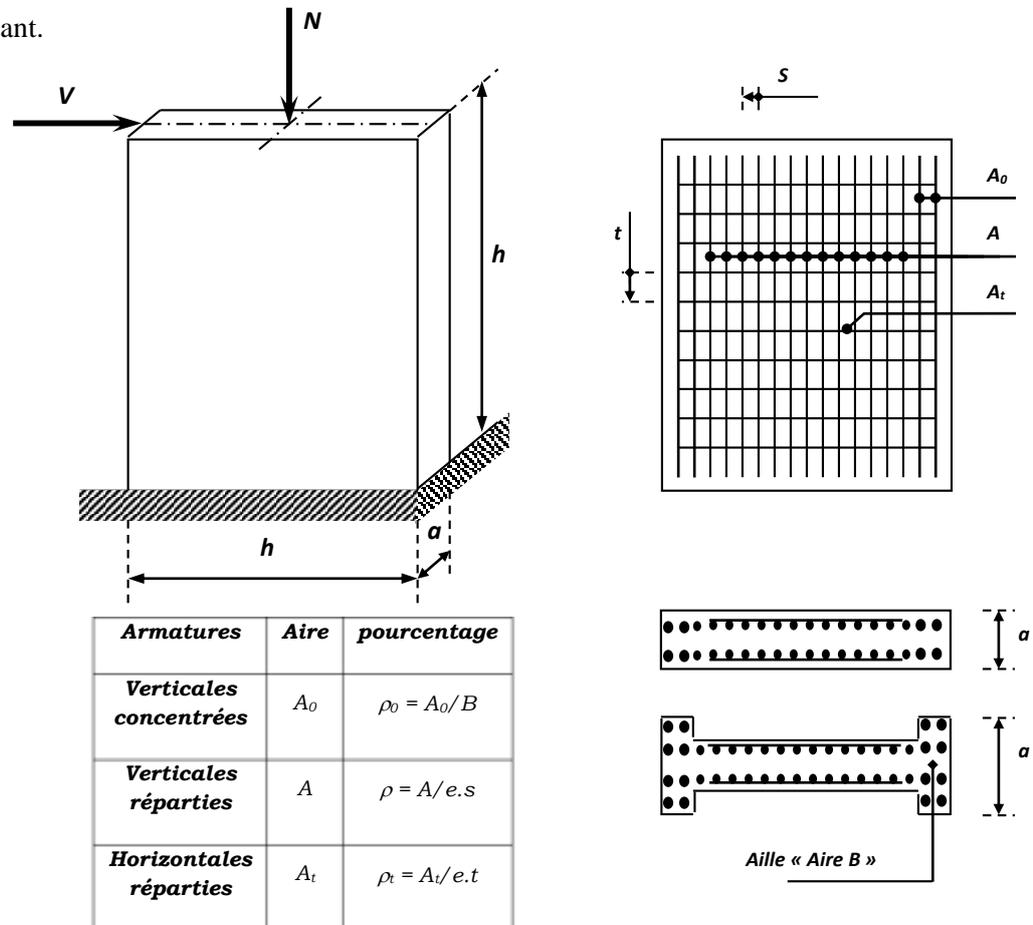


Figure V. 5: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

V.4.3. Justifications sous sollicitations normales :

A. Conditions d'application:

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique « λ » : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité « r » : $r \geq 3a$

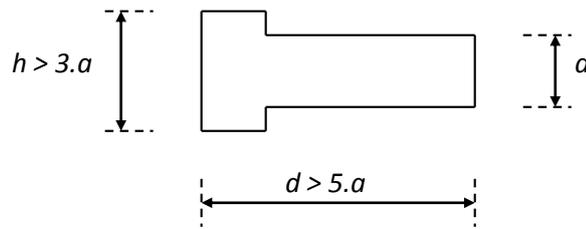


Figure V. 6: Définition de l'élément mur

B. Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement)

Soit :

l : la hauteur libre du mur;

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

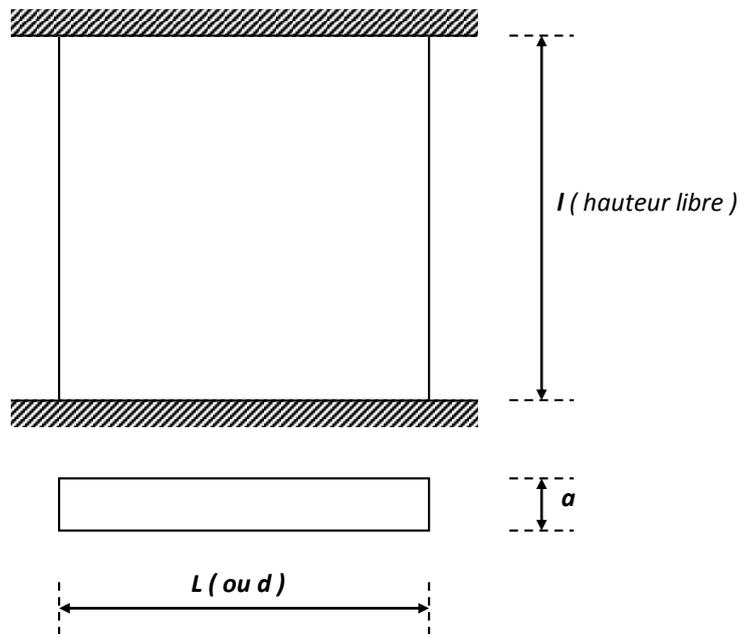


Figure V. 7: Hauteur libre du mur

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

rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau V. 29: Valeurs de (l_f/l)

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

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

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

C. Effort de compression en ELU :

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Nota:

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

Tableau V. 30: Calcul de $\sigma_{u\ lim}$

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

Remarque :

La contrainte limite vaut $\sigma_{u\ lim} = \frac{N_{u\ lim}}{a d}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

D. Niveaux de vérification :

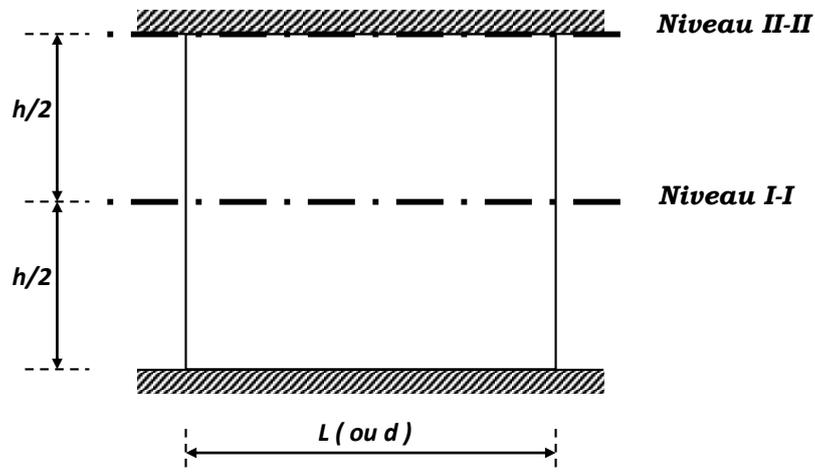


Figure V. 8: Niveaux de vérification

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

✎ Niveau I-I à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$

✎ Niveau II-II sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

E. Aciers minimaux :

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

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre **a**

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :

Tableau V. 31: Aciers verticaux et horizontaux

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,1\% ; 0,15\% \frac{400 \theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec: $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_H = \frac{A_H}{100 a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$ $\rho_v^{\text{max}} = \text{le pourcentage vertical de la bande la plus armée}$

- ✎ La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- ✎ La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements)

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

Tableau V. 32: Aciers transversaux

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12 \text{ mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12 \text{ mm} < \phi_l \leq 20 \text{ mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espaceur $\leq 15 \phi_l$	6mm
$20 \text{ mm} < \phi_l$		8mm

F. Cisaillement :

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

V.5. Procédure de ferrailage des trumeaux :**V.5.1. INTRODUCTION :**

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

V.5.2. MÉTHODE SIMPLIFIÉE POUR LES VOILES RECTANGULAIRES :

- ✘ C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes (variante 2), proposé en référence
- ✘ Le **DTU 23.1 NF** (ou le **DTR B-C 2.42**) admet de faire les calculs de contraintes en supposant un diagramme linéaire.

Nota :

- ✘ Les contraintes normales de flexion du voile (dans son plan) peuvent être directement lues à partir du fichier résultat de **ETABS** (il s'agit des contraintes **S₂₂**)
- ✘ L'interface graphique permet de visualiser la distribution des contraintes dans tous les voiles de la structure.
- ✘ D'après **RPA** les contraintes de calcul correspondront à la combinaison de charge qui favorise l'apparition des contraintes importantes de traction (ici G+Q+E) du moment que celles de compression sont très loin de la contrainte du béton armé.

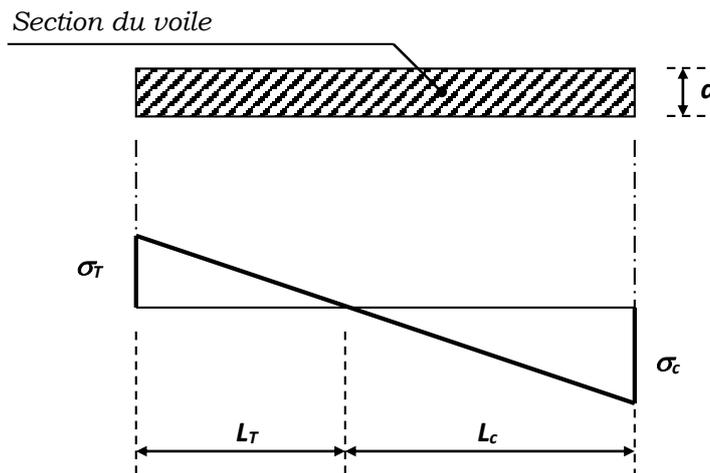
Le calcul se fait en flexion composée avec effort tranchant.

$$\begin{cases} \sigma_T = \frac{N}{A} + \frac{M l_i}{I} & \text{Traction} \\ \sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M l_c}{I} & \text{Compression} \end{cases}$$

$$A = l \cdot a ; \quad I = \frac{a l^3}{12}$$

N: effort normal

M : moment pouvant être dû à un excentrement des charges verticales ou à des forces horizontales (vent ou séisme)



A. Section Entièrement Comprimée « SEC » :

Le DTU 23.1, Art 4.224 permet de découper la zone comprimée en bande dont la longueur L_i est tel que :

$$L_i \leq \text{Min} \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : Hauteur d'étage.

L_c : Longueur de la zone comprimée.

σ_i : Contrainte moyenne de la zone i.

- ⊗ Si la contrainte moyenne d'une bande ne dépasse pas la contrainte de béton non armé σ_{bna} on ne disposera pas d'aciers de compression.
- ⊗ Si la contrainte moyenne de la bande la plus sollicitée dépasse la contrainte de béton armé σ_{ba} , on devra augmenter les dimensions du voile.

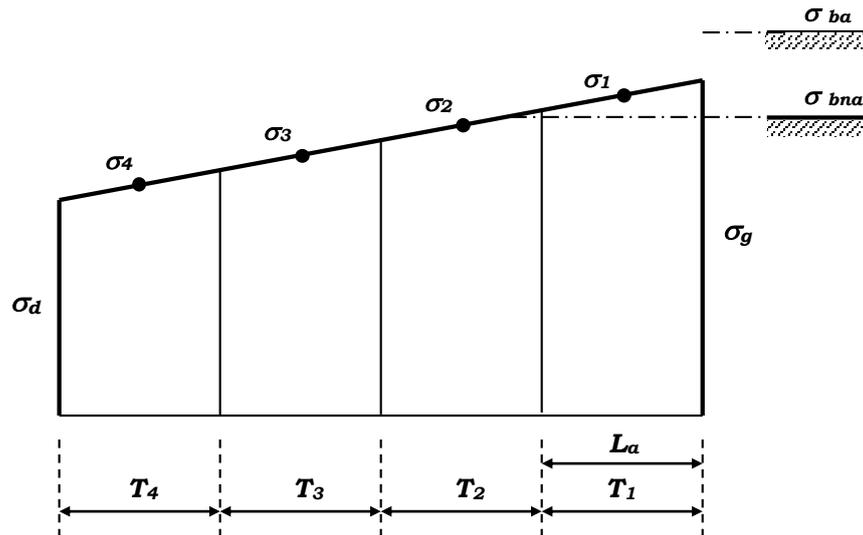


Figure V. 9: Section rectangulaire entièrement comprimée

B. Section Partiellement Tendue « SPT » :

- ✎ Pour le découpage et la vérification des contraintes de la zone comprimée voir (SEC).
- ✎ Pour la zone tendue, on pourra la diviser en bandes de même section d’aciers par unité de longueur, celle-ci correspondant à la contrainte maximale de traction du béton de la bande (on pourra prendre la contrainte moyenne de la bande pour un voile rectangulaire)

Ainsi les contraintes moyennes de traction valent σ_4 et σ_5 et entraînent une section d’acier :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_i \gamma_s \Delta_s}{f_e} \quad \text{Avec : } i = 4 \text{ ou } 5$$

$$\Delta_s = a * L_i \quad \text{où } a : \text{ épaisseur du voile}$$

$$\frac{A_s}{S} : \text{ est réparti sur } S$$

Exemple :

Pour une section rectangulaire d’épaisseur b , et si $l_t < h_e$ on peut prendre

$$L_4 = L_5 = \frac{L_t}{2}$$

$$i = 4 \text{ ou } 5$$

$$\Delta_s = b * L_i$$

$$\sigma_4 = 0,75 \sigma_g$$

$$\sigma_5 = 0,25 \sigma_g$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} A_5 = \sigma_g \frac{\gamma_s b L_t}{f_e 8} \\ A_4 = 3 A_5 \end{cases}$$

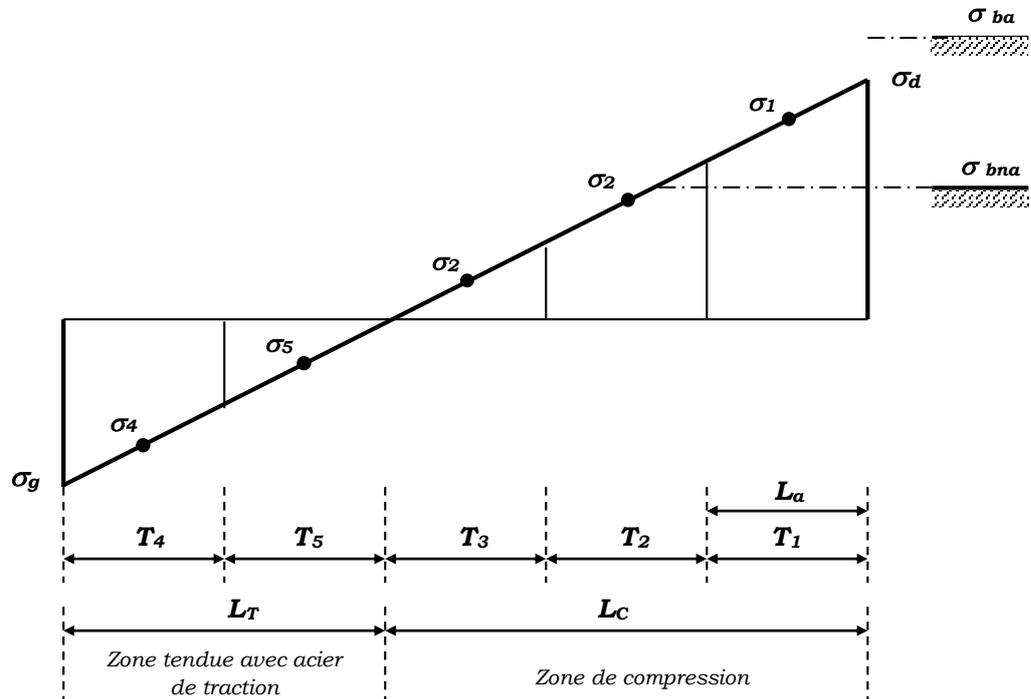


Figure V. 10: Voile partiellement tendue (découpage en bande)

V.5.3. ACIERS HORIZONTAUX :

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\tau_u b_0 S_t}{0,8(0,8 f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8 f_e} 1,25$$

$\tau_u = S_{12}$: est donnée par ETABS

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

V.5.4. Aciers supplémentaires et dispositions constructives :

☒ **Aciers de peau :** (Pour limiter les effets hygrothermiques)

Tableau V. 33: Aciers supplémentaires

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm ²	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	m	0,50	0,33

DU RÈGLEMENT PARASISMIQUE ALGÉRIEN (RPA99 VERSION 2003) :

A. Aciers verticaux :

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

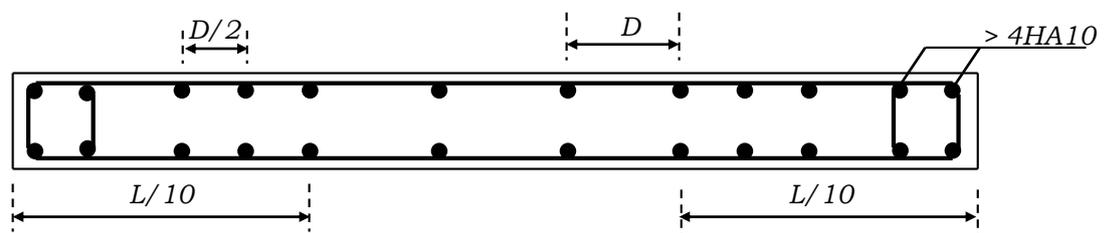


Figure V. 11 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

B. Aciers horizontaux :

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

C. Règles communes :

- ✗ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15%
 - En zone courante 0,10%
- ✗ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $s \leq \begin{cases} 1,5 a \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$
- ✗ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- ✗ Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✗ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✗ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- ✗ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\overline{V}}{f_e}$$

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

V.5.6. Exemple de calcul :**Exemple (Section Entièrement Tendue)**

Soit le voile de dimensions :

$$L = 4,30 \text{ m}$$

$$a = 0,20 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3,06 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

A la base du voile on lit sur le fichier output de **ETABS**.

$$S_{22} = \sigma_1 = 3,968 \text{ MPa}$$

$$S_{22} = \sigma_2 = 4,776 \text{ MPa}$$

$$S_{12} = \tau = 1,084 \text{ MPa}$$

Pour S_{12} et S_{22} on lira les valeurs maximales entre les valeurs **TOP** et **BOT**.

1. Contraintes limites :

Pour une hauteur d'étage de 3,06 d'où la hauteur libre est égale à :

$$h_e = 3,06 - 0,45 = 2,61 \text{ m} \quad (0,45\text{m} : \text{hauteur de la poutre})$$

Tableau V. 34: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$2,61 \times 0,85 = 2,219$	$0,8 \times 2,61 = 2,088$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,18} = 42,695$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,18} = 40,184$
Coefficient α		0,463	0,673
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1\text{m}$	m^2	$(a - 0,02)1 = (0,20 - 0,02)1 = 0,18$	$(a - 0,02)1 = (0,20 - 0,02)1 = 0,18$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 1\text{m}$	MPa	$\sigma_{bna} = 0,463 \left[\frac{0,16 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,18} \right]$ $\sigma_{bna} = 10,271 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,673}{0,18} \left(\frac{0,16 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 14,712 \text{ MPa}$

Remarque :

$$\sigma_{ba} = 14,443 \text{ MPa} \text{ correspondant à } A_s = 0,1\% \text{ de } B_{et}$$

$$B_{et} = (0,20) (1) \text{ m}^2$$

$$A_s = 2,0 \text{ cm}^2 = 2,0 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

2. Longueur de traction :

$L = 4,30 \text{ m}$ longueur du voile, est calculer par la formule des triangles semblable où :

$$L_T = \frac{\sigma_2}{(\sigma_2 - \sigma_1)} \times L$$

$$L_T = \frac{4,776}{(4,776 - 3,968)} \times 4,60 = 27,19 \text{ m}$$

3. Armatures de traction :

On pourra décomposer la zone tendue en bande dont la longueur l^i est telle que :

$$l^i \leq \frac{h_e}{2} \quad \text{Soit : } l^i = \frac{h_e}{2} = 1,15 \text{ m}$$

Tableau V. 35: Calcul des armatures verticales de l'exemple

Bande (ou élément de voile)	1	2	3	4
Dimensions (m ²) : $a \times l^i = S_j$	0,207	0,207	0,207	0,207
Position du centre par rapport au point de contrainte nulle (m)	26,615	25,465	24,315	23,165
Contrainte moyenne par bande σ_j (MPa)	$l_1 \frac{\sigma}{L_t} = 4,675$	$l_2 \frac{\sigma}{L_t} = 4,473$	$l_3 \frac{\sigma}{L_t} = 4,271$	$l_4 \frac{\sigma}{L_t} = 4,069$
Force de traction : $F_T (MN) = \sigma_j \cdot S_j$	0,968	0,926	0,884	0,842
Section d'acier (cm ²) $A_s = F_T / \sigma_s$ (situation accidentelle $\gamma_s = 1$)	24,193	23,148	22,102	21,057
Aciers minimaux (cm ²) 1. Selon BAEL: 0,1% $S_{\text{béton}}$ 2. Selon RPA99: 0,2% $S_{\text{béton}}$	2,07 4,14	2,07 4,14	2,07 4,14	2,07 4,14
Acier total (sur deux faces en cm ²)	16HA14 = 24,63	16HA14 = 24,63	20HA12 = 22,62	20HA12 = 22,62
S_i : espacement (mm)	$\frac{1150}{8} = 143,75$	$\frac{1150}{8} = 143,75$	$\frac{1150}{10} = 115$	$\frac{1150}{10} = 115$
$S \leq (1.5 a, 30\text{cm}) \Rightarrow S \leq 27 \text{ cm}$	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

4. Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12} \cdot a \cdot 1$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,084 (180) (1000)}{400} 1,4 = 751,21 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 7,51 \text{ cm}^2$$

La section précédente doit s'ajouter aux aciers verticaux calculés plus hauts, puis un choix final sera effectué.

5. Aciers horizontaux :

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 270 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (1,084) (180) (270)}{(0,8) (400) (0,8)} = 2,88 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; A_v = \{\text{section d'acier vertical de la bande la plus armée}\}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (24,20) = 16,13 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15 \%) \cdot a \cdot l = \frac{0,15}{100} (0,18) (1,15) = 3,105 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 16,13 \text{ cm}^2$$

Soit : 2 x 8HA12 = 18,10 cm²

$$\text{Avec : } S_t = \frac{1150}{8} = 143,75 \text{ mm}$$

On prend : S_t = 140 mm < S_{t min} = 270mm vérifiée

VI.6. Etude du bloc :

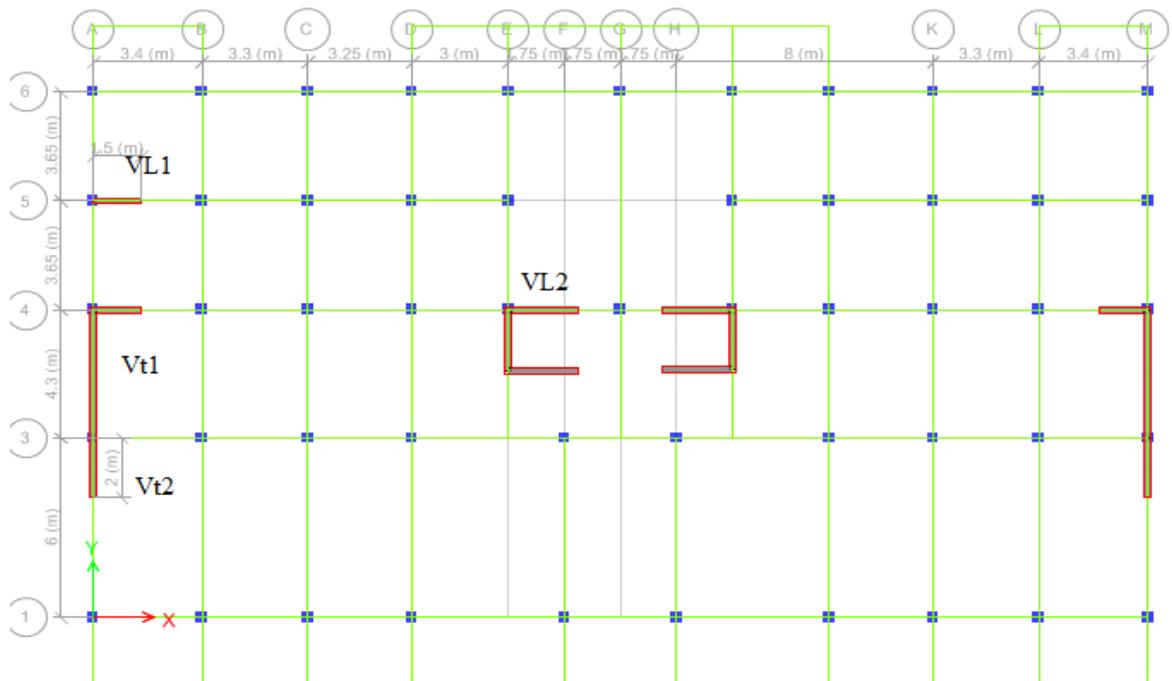


Figure V. 12: Disposition des voiles dans le bloc

V.6.1. Les contraintes dans les voiles :

Tableau V. 36: Tableau récapitulatif des contraintes dans les voiles

N° des voiles	Hauteurs (m)	σ_1 [MPa]	σ_2 [MPa]	Sollicitation
V _{L1}	00,00 – 03,40	-07,506	05,623	SPC
	03,4 – 15,64	-09,666	07,975	SPC
	15,64 – 30.94	-09,327	07,757	SPC
V _{L2}	00,00 – 03,40	-11,863	10,538	SPC
	03,4 – 15,64	-12,459	11,045	SPC
	15,64 – 30.94	-11,139	08,580	SPC
V _{T1}	00,00 – 03,40	-10,586	09,094	SPC
	03,4 – 15,64	-10,618	09,045	SPC
	15,64 – 30.94	-09,324	07,587	SPC
V _{T2}	00,00 – 03,40	-10,769	08,334	SPC
	03,4 – 15,64	-12,289	08,844	SPC
	15,64 – 30.94	-10,078	08,047	SPC

Nota :

Les valeurs des contraintes dans les voiles sont lues à partir du fichier ETABS. Selon les combinaisons de charge la plus défavorable des contraintes tangentielles.

V.6.2. Ferrailage verticale des voiles :

A. Armature verticale de traction :

Tableau V. 37: Calcul des armatures de traction du voile VL1 (L = 2,20 m)

Hauteur (m)	bande	S _i (m ²)	L _t (m)	σ_j (MPa)	F _t (MN)	A _s (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	τ_u (MPa)	A _{vj} (cm ²)	A _v ^{tot} (cm ²)	Le choix	A _v ^{adop} (cm ²)	S _t (cm)
00,00 ÷ 3,40	1	0,20	0,79	2,81	0,56	13,92	1,98	2,726	20,79	34,71	2 x 9T16	36,20	8,78
03,40 ÷ 15,64	1	0,13	0,84	3,99	0,53	13,34	1,34	4,358	22,46	35,80	2 x 9T16	36,20	9,33
15,64 ÷ 30,94	1	0,13	0,84	3,88	0,52	13,03	1,34	4,690	24,27	37,30	2 x 10T16	40,22	8,40

Tableau V. 38: Calcul des armatures de traction du voile VL2 (L = 2,20 m)

Hauteur (m)	bande	S _i (m ²)	L _t (m)	σ _j (MPa)	F _t (MN)	A _s (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	τ _u (MPa)	A _{vj} (cm ²)	A _v (cm ²)	Le choix	A _v adop (cm ²)	S _t (cm)
00,00 ÷ 3,40	1	0,22	0,87	5,27	1,15	28,66	2,18	1,881	15,76	44,42	2 x 8T20	50,28	10,88
03,40 ÷ 15,64	1	0,14	0,87	5,52	0,77	19,20	1,39	3,178	17,02	36,22	2 x 9T16	36,20	09,67
15,64 ÷ 30,94	1	0,13	0,80	4,29	0,55	13,81	1,29	3,715	18,42	32,23	2 x 9T16	36,20	08,89

Tableau V. 39: Calcul des armatures de traction du voile VT1 (L = 4,30 m)

Hauteur (m)	bande	S _i (m ²)	L _t (m)	σ _j (MPa)	F _t (MN)	A _s (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	τ _u (MPa)	A _{vj} (cm ²)	A _v (cm ²)	Le choix	A _v adop (cm ²)	S _t (cm)
00,00 ÷ 3,40	1	0,25	1,00	5,81	1,45	36,34	2,50	1,625	15,64	51,97	2 x 9T20	56,58	11,11
	2	0,10	0,39	1,27	0,12	3,06	0,97			18,70	2 x 4T20	25,14	09,75
3,40 ÷ 15,64	1	0,16	1,00	5,77	0,92	23,07	1,60	2,608	16,06	39,13	2 x 10T16	40,22	10,00
	2	0,06	0,38	1,25	0,08	1,89	0,61			17,96	2 x 5T16	20,12	07,60
15,64 ÷ 30,94	1	0,16	1,00	4,77	0,76	19,07	1,60	2,509	15,46	34,53	2 x 9T16	36,20	11,11
	2	0,06	0,35	0,98	0,05	1,35	0,55			16,81	2 x 4T16	16,10	08,75

Tableau V. 40: Calcul des armatures de traction du voile VT2 (L = 4,30 m)

Hauteur (m)	bande	S _i (m ²)	L _t (m)	σ _j (MPa)	F _t (MN)	A _s (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	τ _u (MPa)	A _{vj} (cm ²)	A _v (cm ²)	Le choix	A _v adop (cm ²)	S _t (cm)
00,00 ÷ 3,40	1	0,25	1,00	5,15	1,29	32,19	2,50	1,807	17,39	49,58	2 x 8T20	50,28	12,50
	2	0,08	0,31	0,98	0,08	1,90	0,77			19,29	2 x 4T20	25,14	07,75
3,40 ÷ 15,64	1	0,16	1,00	5,32	0,85	21,29	1,60	2,436	15,00	36,29	2 x 9T16	36,20	11,11
	2	0,04	0,26	0,90	0,04	0,92	0,41			15,92	2 x 4T16	16,10	07,50
15,64 ÷ 30,94	1	0,16	1,00	5,03	0,80	20,10	1,60	1,911	11,77	31,87	2 x 8T16	32,18	12,50
	2	0,05	0,33	1,00	0,05	1,33	0,53			13,10	2 x 4T16	16,10	08,25

B. Armature verticale de compression :

☒ Si la contrainte moyenne d'une bande ne dépasse pas la contrainte de béton non armé σ_{bna} , le voile n'est pas armé à la compression, on prend la section minimale

$$\rho_v = \text{Max} \{ \text{min BAEL} ; \text{min RPA 99} \}$$

➤ Selon le BAEL : $\rho_v = 0,10 \%$

➤ Selon le RPA 99: $\rho_v = 0,15 \%$

$$A_{v \text{ cal}} = \text{Max} (A_{v \text{ RPA}} , A_{v \text{ BAEL}})$$

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

Les tableaux présentent les valeurs des sections d'aciers de compression :

Tableau V. 41: Calcul des armatures de compression du voile VL1 (L = 1,5 m)

Hauteur (m)	bande	S_i (m ²)	L_c (m)	σ_j (MPa)	σ_{bna} (MPa)	σ_{ba} (MPa)	F_c (MN)	A_s (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_v^{fin} (cm ²)	Le choix	$A_{v \text{ adop}}$ (cm ²)	S_t (cm)
00,00 3,40	1	0,25	1,06	3,96	9,15	13,05	/	/	3,81	3,81	2 x 8T8	08,04	13,25
03,40 15,64	1	0,16	1,01	4,90	10,04	14,41	/	/	3,40	3,40	2 x 8T8	08,04	12,63
15,75 30,94	1	0,16	1,01	4,71	10,04	14,41	/	/	3,17	3,17	2 x 8T8	08,04	12,63

Tableau V. 42: Calcul des armatures de compression du voile VL2 (L = 1,5 m)

Hauteur (m)	bande	S_i (m ²)	L_c (m)	σ_j (MPa)	σ_{bna} (MPa)	σ_{ba} (MPa)	F_c (MN)	A_s (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_v^{fin} (cm ²)	Le choix	$A_{v \text{ adop}}$ (cm ²)	S_t (cm)
00,00 3,40	1	0,24	0,98	5,93	9,15	13,05	/	/	6,48	6,48	2 x 9T10	14,14	10,89
03,40 15,64	1	0,16	0,98	6,23	10,04	14,41	/	/	3,83	3,83	2 x 8T8	08,04	12,25
15,75 30,94	1	0,16	1,00	5,81	10,04	14,41	/	/	3,17	3,17	2 x 8T8	08,04	12,50

Tableau V. 43: Calcul des armatures de compression du voile VT1 (L = 2,00 m)

Hauteur (m)	bande	S _i (m ²)	L _c (m)	σ _j (MPa)	σ _{bna} (MPa)	σ _{ba} (MPa)	F _c (MN)	A _s (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _v ^{fin} (cm ²)	Le choix	A _v ^{adop} (cm ²)	S _t (cm)
00,00	1	0,25	1,00	7,31	9,23	13,34	/	/	7,25	7,25	2 x 10T10	15,72	10,00
3,40	2	0,15	0,61	2,01			/	/	7,25	7,25	2 x 6T10	09,42	10,17
3,40	1	0,16	1,00	7,34	10,16	14,54	/	/	4,00	4,00	2 x 8T8	08,04	12,50
15,64	2	0,10	0,62	2,03			/	/	4,00	4,00	2 x 8T8	08,04	07,75
15,65	1	0,16	1,00	6,51	10,16	14,54	/	/	3,10	3,10	2 x 8T8	08,04	12,50
30,94	2	0,10	0,65	1,84			/	/	3,10	3,10	2 x 8T8	08,04	08,13

Tableau V. 44: Calcul des armatures de compression du voile VT2 (L = 2,00 m)

Hauteur (m)	bande	S _i (m ²)	L _c (m)	σ _j (MPa)	σ _{bna} (MPa)	σ _{ba} (MPa)	F _c (MN)	A _s (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _v ^{fin} (cm ²)	Le choix	A _v ^{adop} (cm ²)	S _t (cm)
00,00	1	0,25	1,00	7,59	9,23	13,34	/	/	5,33	5,33	2 x 7T10	11,00	14,29
3,40	2	0,17	0,69	2,20			/	/	5,33	5,33	2 x 7T10	11,00	09,86
3,40	1	0,16	1,00	8,77	10,16	14,54	/	/	3,69	3,69	2 x 8T8	08,04	12,50
15,64	2	0,12	0,74	2,62			/	/	3,69	3,69	2 x 8T8	08,04	09,25
15,65	1	0,16	1,00	7,06	10,16	14,54	/	/	2,59	2,59	2 x 6T8	06,04	16,67
30,94	2	0,11	0,67	2,02			/	/	2,59	2,59	2 x 6T8	06,04	11,17

V.6.3. Ferrailage horizontale des voiles :

Tableau V. 45: Calcul des aciers horizontaux des voiles

Voile	Niveaux	τ _u (Mpa)	A _{h1} (cm ²)	A _{h2} (cm ²)	A _h ^{min} (cm ²)	A _h (cm ²)	choix	A _h ^{adopté} (cm ²)	S _t (cm)
V _{L1}	00,00 – 3,40	1,36	3,13	24,13	0,93	24,13	2x8T14	24,64	12,50
	3,40 – 15,64	2,18	3,20	24,13	0,32	24,13	2x8T14	24,64	12,50
	15,64 – 30,94	2,35	3,45	26,81	0,32	26,81	2x9T14	27,72	11,11
V _{L2}	00,00 – 3,40	1,88	4,57	33,52	0,93	33,52	2x11T14	33,88	9,09
	3,40 – 15,64	3,18	4,94	24,13	0,32	24,13	2x8T14	24,64	12,50

	15,64 – 30,94	3,71	5,78	24,13	0,32	24,13	2x8T14	24,64	12,50
V _{T1}	00,00 – 3,40	1,62	4,33	37,72	0,93	37,72	2x10T16	40,22	10,00
	3,40 – 15,64	2,61	3,47	26,81	0,32	26,81	2x9T14	27,72	11,11
	15,64 – 30,94	2,51	3,84	24,13	0,32	24,13	2x8T14	24,64	12,50
V _{T2}	00,00 – 3,40	1,81	3,80	33,52	0,93	33,52	2x11T14	33,88	9,09
	3,40 – 15,64	2,44	3,20	24,13	0,32	24,13	2x8T14	24,64	12,50
	15,64 – 30,94	1,91	2,76	21,45	0,32	21,45	2x8T14	24,64	12,50

V.6.4. Ferraillage des voiles du sous – sol :

Les voiles du sous-sol travaillent en compression pure. Ils sont soumis à leur propre poids et à l'effort normal leur revenant de la superstructure (le plus pénalisant en compression soit sous (1,35G + 1,5Q))

Exemple de calcul :

Soit le voile suivant :

$$L = 2,00 \text{ m}$$

$$a = 0,20 \text{ m}$$

$$h_{\text{sous-sol}} = 2,72 \text{ m}$$

$N_{SS} = 1620.67 \text{ kN}$ (Si F_{22} varie du nœud i au nœud j on prendra la valeur moyenne c'est à

$$\text{dire : } \frac{(F_{22})_i + (F_{22})_j}{2} = F_{22}$$

Or : F_{22} est répartie sur la longueur du voile

$$\text{D'où : } N_{SS} = F_{22} \times L_{\text{voile}}$$

$$N_{SS} = F_{22} \times 2,00$$

$$N_{SS} = 3241,33 \text{ kN (revenant de la superstructure)}$$

$$\text{N}_{\text{poids propre}} = N_{PP} = 1,35 (a.L.h.\rho)2$$

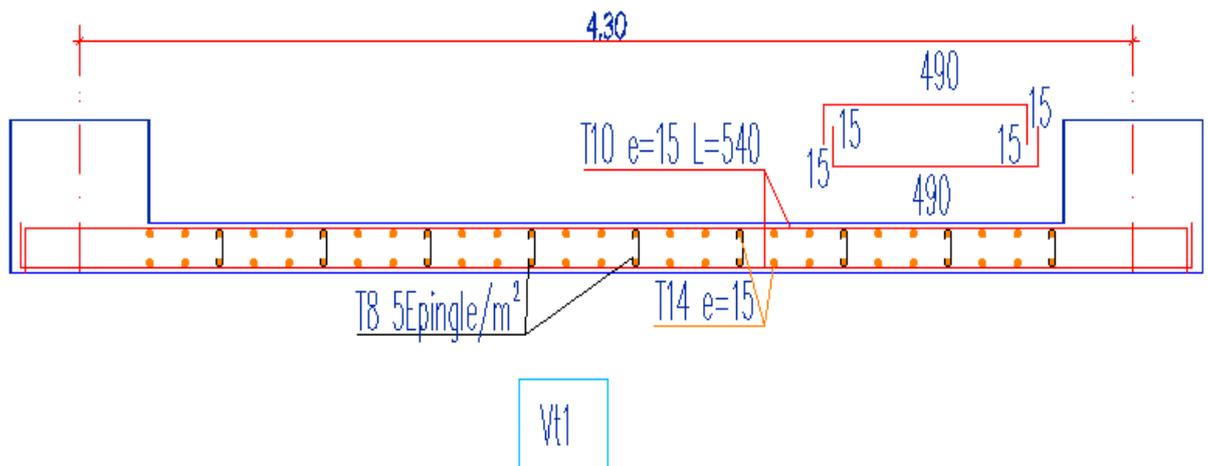
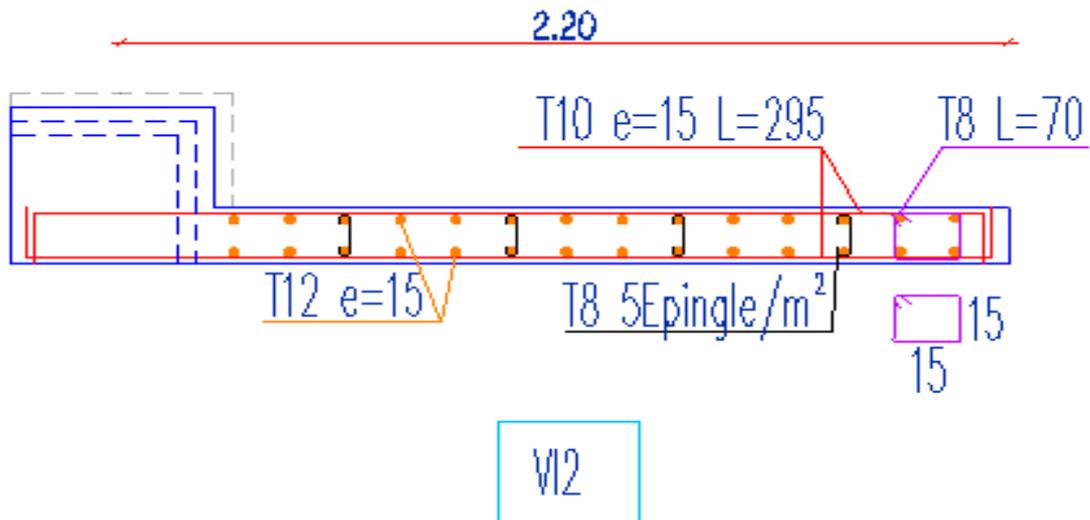
$$N_{PP} = 1,35((0,25)(3,00)(4,00)(25))2$$

$$N_{PP} = 101,25 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow N_u = N_{SS} + N_{PP} = 3342,58 \text{ kN}$$

$$\sigma_{bu} = \frac{N_u}{S} = \frac{3342,58}{(3,00)(0,25)} = 4,456 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bu} < \sigma_{bna} \Rightarrow$ Les dimensions du voile sont suffisantes et son ferrailage devra répondre aux exigences du **RPA99 version 2003**.



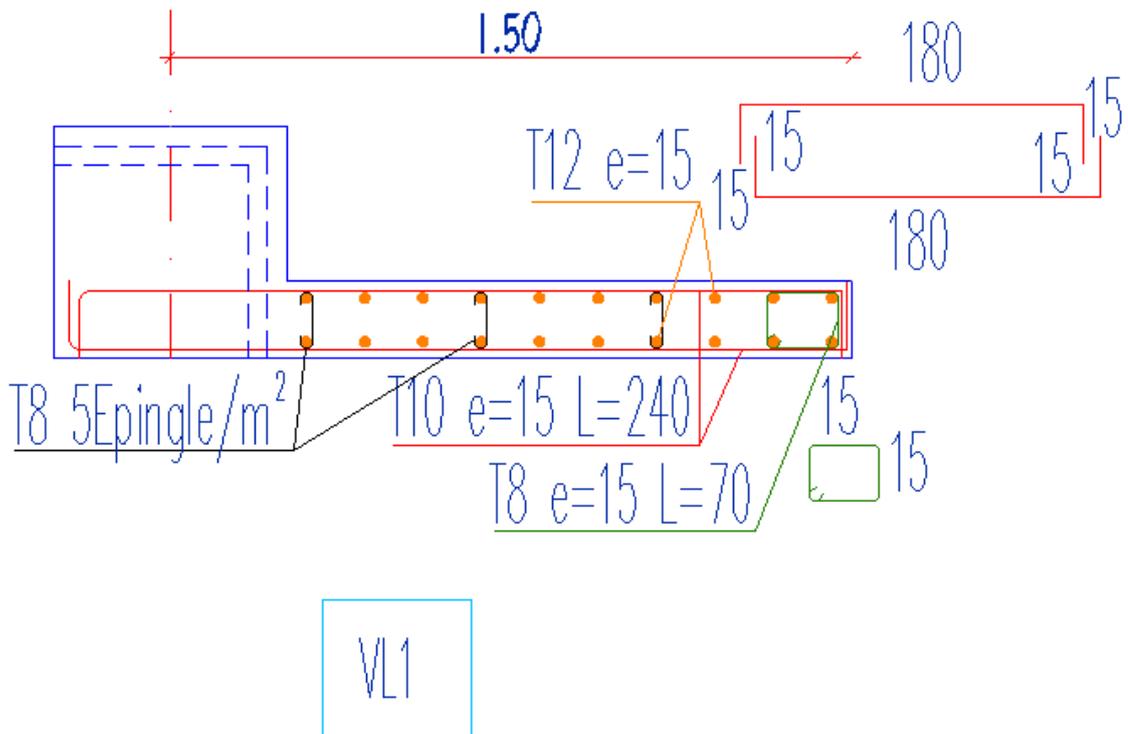
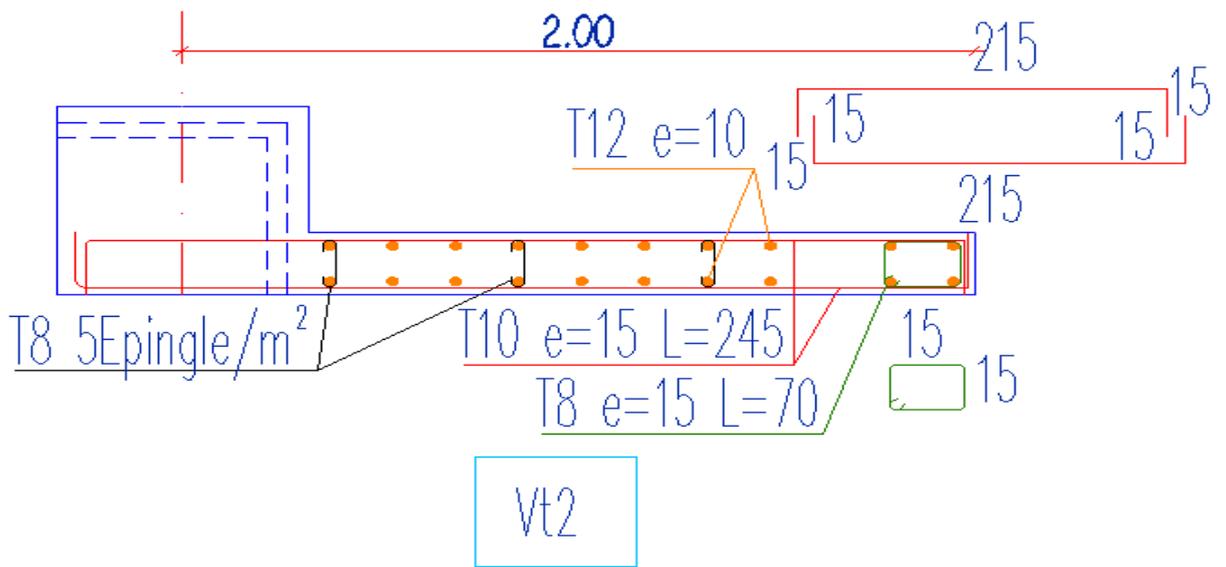


Figure V. 13: Ferrailage des voiles

CHAPITRE VI :

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction

Une fondation est constituée par des semelles en béton armé qui assure l'encastrement de la structure dans le sol. La semelle est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et les charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur le premier mètre.

La profondeur (ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σ_{sol} ainsi que des caractéristiques de ce sol (sol humide, compressible, gonflant, poreux...).

La distance minimale entre la sous face de la semelle et le niveau 0,0 m peut être de 80 cm à 1m.

Pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment + eau), la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure pour cela on pose sur le sol une couche de gros béton (béton de propreté de 10 cm d'épaisseur, la semelle de fondation viendra se reposer sur le gros béton.

La couche de gros béton se compose de (tout-venant (TVO) +ciment +eau).

VI.2. Type de la fondation

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- a. Fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers)
- b. Fondations semi profondes (puits en béton non armé)
- c. Fondations profondes (pieux)

On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations parmi lesquelles on devra faire notre choix en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous-jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations. La solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la

construction, d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

VI.3. Connaissance du site et du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

On suppose le sol ayant les caractéristiques suivantes :

- Ancrage 3.20 m de profondeur
- Contrainte du sol : $\sigma_{sol} = 1.50$ bar

VI.4. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend de :

- ❖ Type d'ouvrage à construire.
- ❖ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ❖ La capacité portante du terrain de fondation.
- ❖ L'exigence économique.
- ❖ La facilité de réalisation.
- ❖ La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les fondations seront de 3 natures :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes sous voiles.
- Semelles filantes sous poteaux.
- Radier

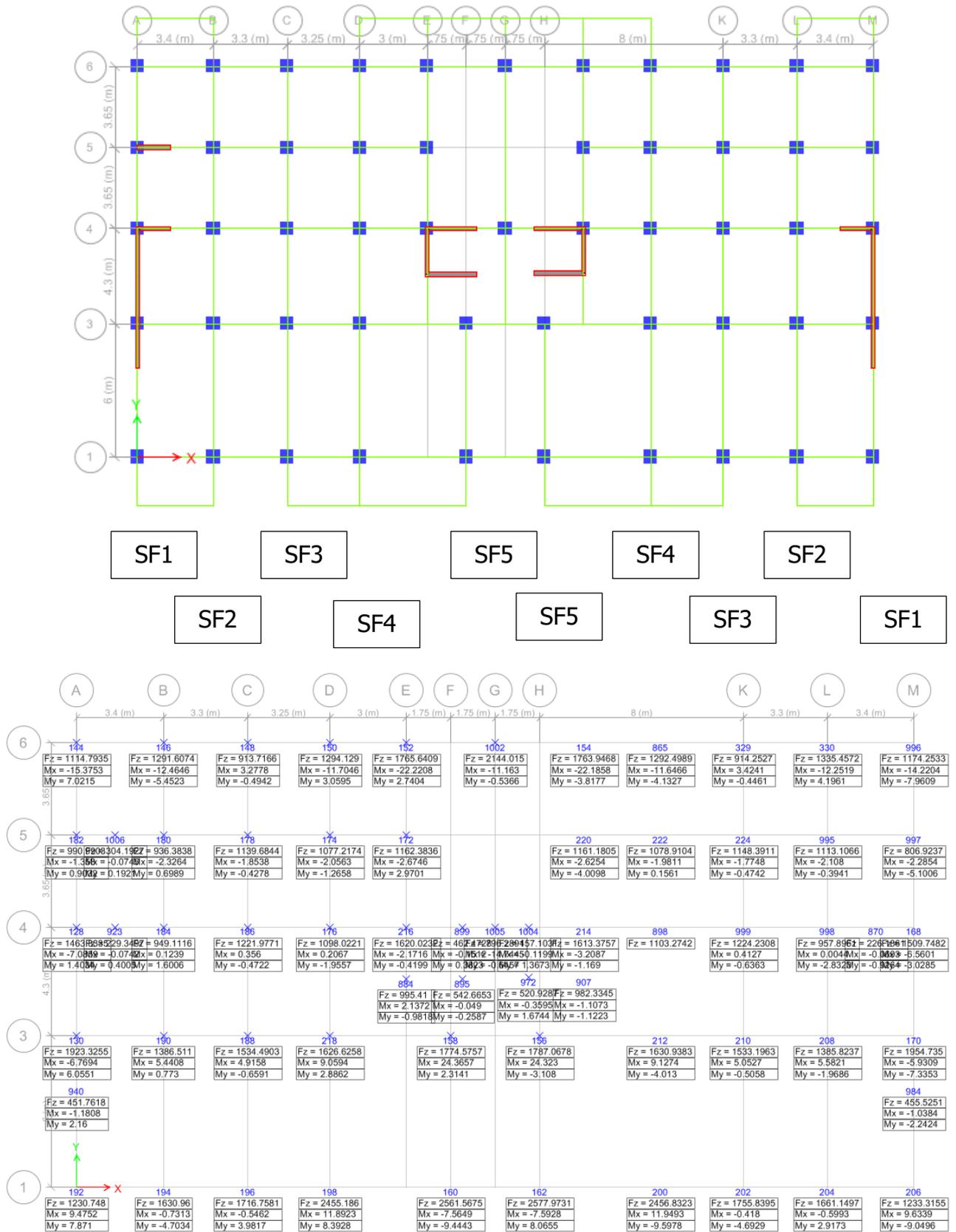


Figure VI. 1: Les réactions à l'ELS.

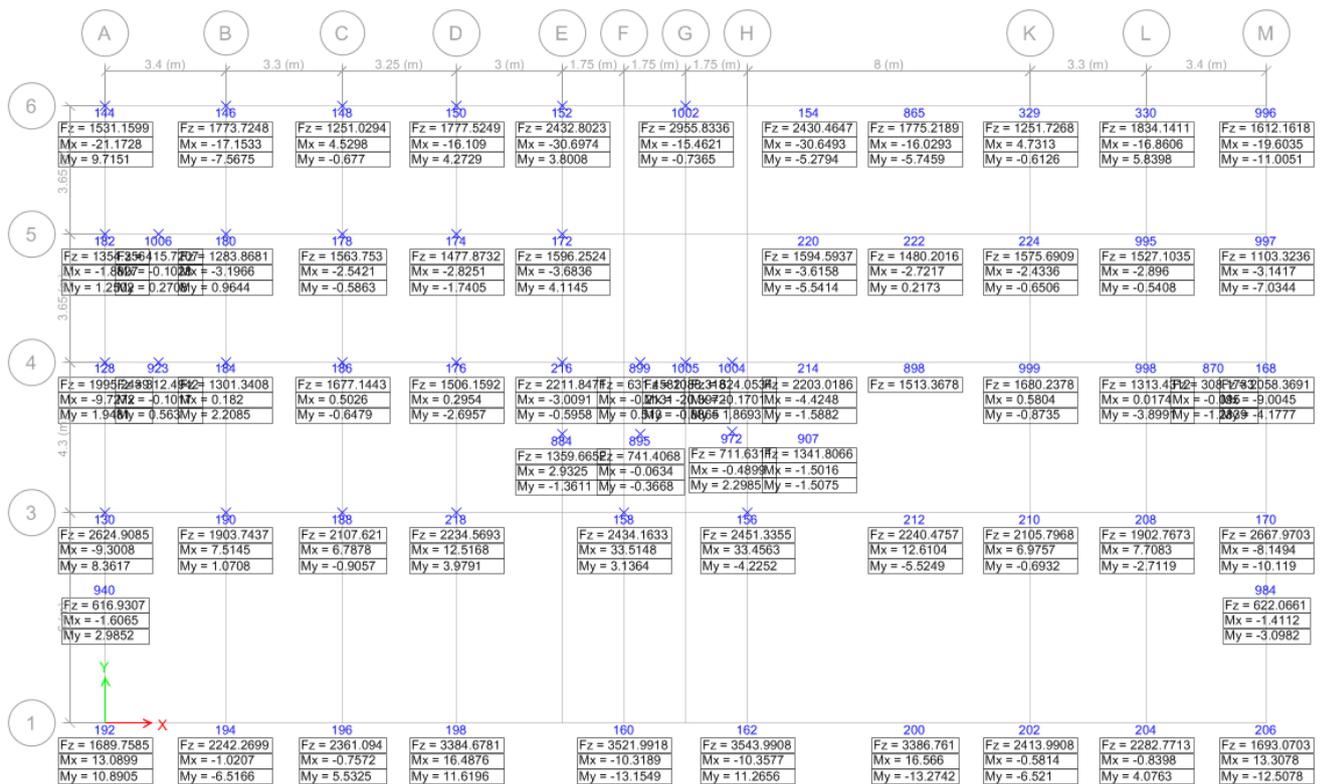


Figure VI. 2: Les réactions à l'ELU.

VI.4.1. Calcul des semelles isolées

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au

rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour notre structure, nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => S = A²

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où : $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$

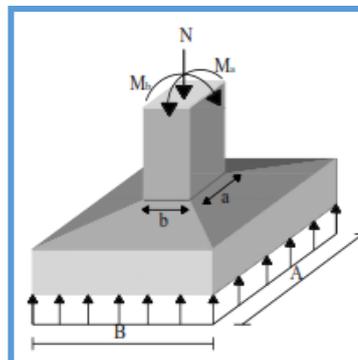


Figure VI. 3: Semelle isolée sous poteau.

- Si $M = 0$:

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_s}}$$

$$d_a \geq \frac{A-a}{4} \longrightarrow h \geq d + e + \frac{\phi}{2} \longrightarrow \begin{cases} d_{a \text{ adpt}} = h - e - \frac{\phi}{2} \\ d_b = d_{a \text{ adpt}} - \frac{\phi_a + \phi_b}{2} \end{cases}$$

Par la méthode des bielles on détermine le ferrailage comme suit :

$$\begin{cases} A_a = N \left(\frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s} \right) \\ A_b = N \left(\frac{B-b}{8.d_b.\sigma_s} \right) \end{cases}$$

- Si $M \neq 0$:

On procède comme suit :

Tableau VI. 1: Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées.

Répartition trapézoïdale		Répartition triangulaire	
Dimensionnement des semelles carré			
$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$		$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \geq \frac{B}{6}$	
$\frac{a}{b} \sigma_s . B^3 - N . B - 3 e_{0b} . N \geq 0$		$\frac{1.995a}{b} \sigma_s . B^2 - (3.99 \frac{a}{b} . e_{0b} . \sigma_s) B - 2 . N \geq 0$	
$M_a = 0$	BA	$A = \frac{a}{b} . B$	
$M_a \neq 0$	$\frac{a}{b} \sigma_s . A^3 - N . A - 3 e_{0b} . N \geq 0$		
Ferrailage des semelles carré			
$e_{0b} \leq \frac{B}{18}$	$A_b = N(1 + (3 \frac{e_{0b}}{B})) (\frac{B-b}{8.d_b.\sigma_s})$	$M_{1b} = A(B/2 - 0.35b)^2 . (\sigma_{3b} + 2\sigma_{2b}) / 6$ $A_b = M_{1b} / \beta . d_b . \sigma_s$	
$M_a = 0$	$A_a = N(1 + (3 \frac{e_{0a}}{A})) (\frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s})$	$M_a = 0$	$A_a = N(1 + (3 \frac{e_{0a}}{A})) (\frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s})$
$M_a \neq 0$ et $e_{0a} \leq A/18$	$A_a = N(1 + (3 \frac{e_{0a}}{A})) (\frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s})$	$M_a \neq 0$	$M_{1a} = B(A/2 - 0.35a)^2 . (\sigma_{3b} + 2\sigma_{2b}) / 6$ $A_a = M_{1a} / \beta . d_a . \sigma_s$

L'espace est le suivant : $S_a = \frac{B - 2(e + \phi_b + \frac{\phi_a}{2})}{n_a - 1}$; $S_b = \frac{A - 2(e + \frac{\phi_b}{2})}{n_b - 1}$

VI.4.1.1. Dimensionnement des semelles isolées

Tableau VI. 2: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A(m)	B(m)	$A_{choisie}$ (m)	$B_{choisie}$ (m)	h(m)	d(m)	e(m)
S ₁	2561	2.39	4.13	4.13	4.20	4.20	0.90	0.54	0.03

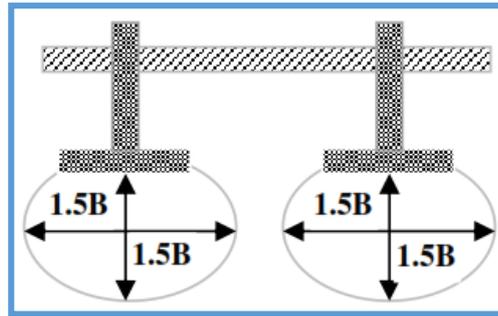


Figure VI. 4: Les bulles de pression.

Remarque :

D'après le tableau ci-dessus (Tableau VI.2) nous remarquons l'existence des chevauchements entre les semelles. Vu les grandeurs des dimensions des semelles isolées obtenues par le calcul à l'ELS, nous proposons des semelles filantes sous poteaux.

$$L_{min} = 3.65m \text{ entre axes des poteaux}$$

$$4.20 * 1.5 = 6.308m > 3.65 m$$

VI.4.2. Calcul des semelles filantes

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous:

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

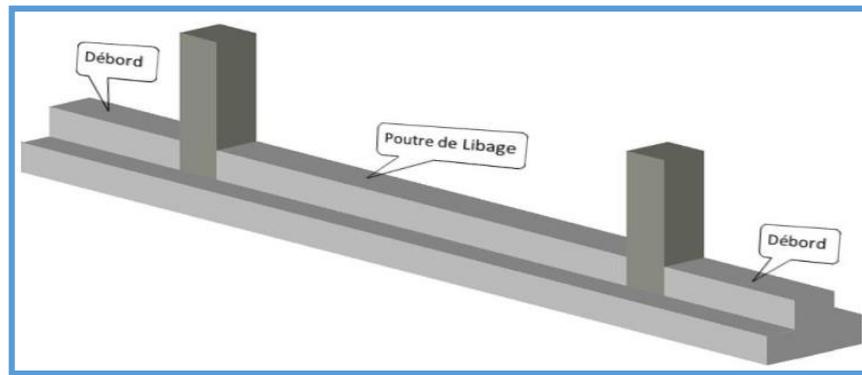


Figure VI. 5: Schéma d'une semelle filante sous poteaux

VI.4.2.1. Dimensionnement

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L} ; M = \frac{\sum M}{L}$$

$$A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b \text{ (pour les semelles sous plusieurs poteaux)}$$

Avec :

- $\sum N$: est la somme des efforts normaux.
- $\sum M$: est la somme des moments.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit:

$$B \geq \frac{N}{1000\sigma_{sol}} ; d \geq \frac{B-b}{4} ; h = d + c + \frac{\emptyset}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI. 3: dimensions des semelles filantes centrale à l'ELS

Semelle	L(m)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	B(m)	B _{choisie} (m)	h(m)	d _b (m)	e(m)
SF1	18	6720	22	2.49	2.50	0.50	0.46	0.40
SF2	18	6192	9	2.29	2.30	0.50	0.46	0.40
SF3	18	6523	6.2	2.42	2.45	0.50	0.46	0.40
SF4	18	7550	16	2.79	2.80	0.55	0.52	0.40
SF5	13.20	5742	24	2.90	2.95	0.58	0.55	0.40

VI.4.2.2. Vérifications des contraintes des semelles filantes

Il faut vérifier que $\sigma \leq \sigma_{sol} = 1.50 \text{ bar} \times 1.5 = 2.25 \text{ bars}$

$$\text{Avec : } \sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle}}{S_f}$$

Les vérifications des contraintes des semelles filantes sont données dans le tableau suivant:

Tableau VI. 4: vérifications des contraintes des semelles filantes.

Semelle	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	$P_{semelle}$ (KN)	S_f (m ²)	σ (bar)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
SF1	6720	22	198	25.20	2.74	NON
SF2	6192	9	243	32.40	1.98	OK
SF3	6523	6.2	243	32.40	2.08	OK
SF4	7550	16	396	39.60	2.00	OK
SF5	5742	24	290.4	29.04	2.07	OK

$$S_{bloc} = 586.06 \text{ m}^2 ;$$

$$S_{semelle} = 450.54 \text{ m}^2.$$

$$S_{semelle} / S_{bloc} = 77 \% > 50\%$$

Il y a un risque de chevauchement donc on opte pour un radier.

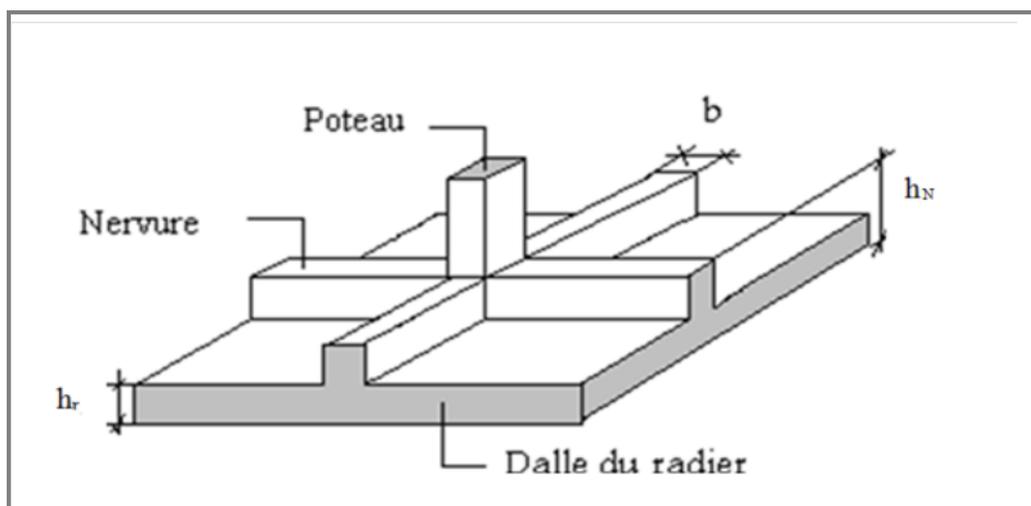
VI.4.3. Radier général**a) Redimensionnement du radier :**

Figure VI. 6: Radier général nervurer

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 sera raidie par des nervures croisées.

Dans notre cas, on a opté pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

Donnés :

- Poids propre de la fondation $\approx 10\%$ de G
- $\bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bars}$ (D'après le rapport du sol)
- $K_{sol} = 40 \text{ MPa}$
- $E_{b\acute{e}ton} = 20\,000 \text{ MPa}$
- $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- $\gamma_{b\acute{e}ton} = 25 \text{ kN/m}^3$
- $FeE500$
- $C_1 = C_2 = 5 \text{ cm}$

➤ **Surface nécessaire :**

Pour déterminer la surface du radier, il faut que :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

Tel que :
$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

- $N_{ser} = 80622 \text{ kN}$ (Obtenu à partir de la modélisation).
- $\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars}$

On ajoute au radier un débord minimal de largeur Ld d'après les règles du **BAEL 91**, qui sera calculé comme suit :

$$Ld \geq \max(h_{ner} ; 30\text{cm}) \geq \max(75 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) = 75 \text{ cm}$$

Soit un débord de $Ld = 75 \text{ cm}$ sur les quatre cotés.

La surface totale du radier devient $S_{rad} = 664.95 \text{ m}^2$

➤ **Epaisseur de la dalle :**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

- L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.
- $L_{max} = 6.00$

$$24 \text{ cm} \leq h_1 \leq 30 \text{ cm}$$

On prend $h_1 = 30 \text{ cm}$

- Condition de cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\begin{smallmatrix} 0,1 f_{c28} \\ 4 \text{ MPa} \end{smallmatrix}\right) = 3 \text{ MPa}$

Avec :

- $T_u = \frac{q \times L}{2}$
- $q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{s_{rad}}$
- $N_u = N_u(\text{superstructure}) + N_u(\text{sous-sol}) = 88684.20 \text{ kN}$

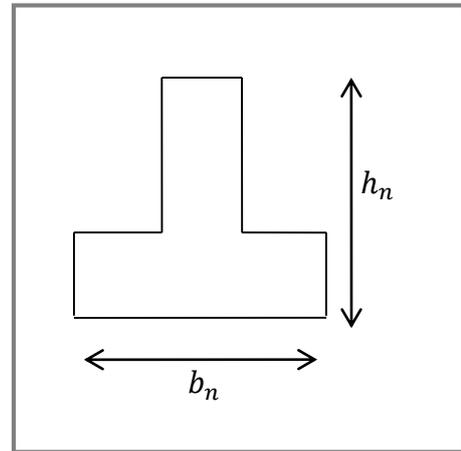


Figure VI. 7: Section semelle en T

Le choix final :

$$h \geq \max(h_1; h_2) = 30 \text{ cm}$$

Procédure pratique pour fixer la hauteur de la nervure:

On procédera par tâtonnement afin de choisir une inertie de la semelle de telle que la condition : $L \leq \frac{\pi}{2} l_e + a$ soit satisfaite.

Tel que :

- L : Longueur de la nervure.
- $l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K_{sol} \times n}}$
- I : Inertie de la section
 - Sens longitudinal : $\begin{cases} b_n = 3,50 \text{ m} \\ L = 5,55 \text{ m} \end{cases}$

Tableau VI. 5: Calcul de la hauteur de la nervure dans le sens longitudinal

h_n	1,00	1,10	1,20	1,25	1,30
$I(\text{m}^4)$	0,1268	0,1687	0,2190	0,2475	0,2784
$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K_{sol} \times b_{sf}}}$	2,6058	2,7986	2,9873	3,0801	3,1720
$\left(\frac{\pi}{2}\right) \times l_e + a \text{ (m)}$	4,7912	5,0939	5,3901	5,5357	5,6801

- Sens transversal : $\begin{cases} b_n = 6,00 \text{ m} \\ L = 5,55 \text{ m} \end{cases}$

Tableau VI. 6: Calcul de la hauteur de la nervure dans le sens transversal

h_n	1,00	1,10	1,20	1,25	1,30
$I(m^4)$	0,1268	0,1687	0,2190	0,2475	0,2784
$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K_{sol} \times b_{sf}}}$	2,5498	2,7384	2,9230	3,0138	3,1038
$\left(\frac{\pi}{2}\right) \times l_e + a \text{ (m)}$	4,7031	4,9993	5,2891	5,4317	5,5729

On opte donc pour une nervure de hauteur $h_n = 1,30 \text{ m}$

➤ **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcul par la formule qui suit :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_2 \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Nous avons : $L_{max} = 6,00 \text{ m}$

$$\Rightarrow 40 \text{ cm} \leq h_2 \leq 60 \text{ cm}$$

On prend : $h_2 = 60 \text{ cm}$

$$h_n \geq \max(h_1; h_2) = 130 \text{ cm}$$

Conclusion :

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 30 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure.

$$\begin{cases} h_n = 130 \text{ cm} \\ b = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

b) Caractéristique géométrique du radier :

- Position du centre de gravité :

$$X_G = 14.50 \text{ m}$$

$$Y_G = 6.50 \text{ m}$$

- Moment d'inertie :

$$I_{xx} = 76\,720,90 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 28\,962,3 \text{ m}^4$$

c) Vérification nécessaire :

1. Vérification de la stabilité du radier :

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)** on doit vérifier que :

$$e = \frac{M_r}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

- N : Charge verticale permanente : $N = N_1 + N_2$
- N_1 : Poids propre de la structure.
- N_2 : Poids propre du radier : $N_2 = \rho_b \times S_{rad} \times h$
- M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique : $M_R = \sum M_0 + V_0 h$
- M_0 : Moment à la base de la structure.
- V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.
- h : Profondeur de l'ancrage de la structure.

On a :

$$N_1 = 76\,195,32 \text{ kN}$$

$$N_2 = 6324,45 \text{ kN}$$

$$N = 82\,519,77 \text{ kN}$$

➤ Sens x :

- $M_{0x} = 241\,342,34 \text{ kN.m}$
- $V_{0x} = 7427,27 \text{ kN}$
- $h = 2.72 + 1.30 = 4.02 \text{ m}$
- $B_x = 33.3 \text{ m}$

Donc :

$$M_R = 303\,582,9 \text{ kN.m}$$

$$e_x = \frac{M_r}{N} = 3,67 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 8.325 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Sens y :

- $M_{0y} = 258\,343,48 \text{ kN.m}$
- $V_{0y} = 7\,175,24 \text{ kN}$
- $h = 4.02 \text{ m}$
- $B_y = 18 \text{ m}$

Donc :

$$M_R = 318\,472 \text{ kN.m}$$

$$e_y = \frac{M_r}{N} = 3,85 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 4.50 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

2. Vérification des contraintes sous le radier :

D'après les différents essais réalisés in-situ et en laboratoire, nous avons la contrainte de sol $\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars}$.

Les contraintes du sol sont données par :

2.1 Sollicitation du premier genre :

A L'ELS :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{82\,519,77}{664,26} = 124,27 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 94,85 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 120 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

2.2 Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\begin{aligned} - \sigma_1 &= \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V \\ - \sigma_2 &= \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V \end{aligned}$$

On vérifie que :

- σ_1 Ne doit pas dépasser $1,5 \sigma_{sol}$.
- σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + 2\sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33 \sigma_{sol}$.

A L'ELU :

- $N_u = 1,35G + 1,5Q = 104\,425,57 \text{ kN}$
- M : Moment de renversement.

Tableau VI. 7: Contrainte sous le radier à l'ELU

	σ_1 (kN/m^2)	σ_2 (kN/m^2)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m^2)
Sens x-x	127,79	119,87	155,77
Sens y-y	134,83	112,83	157,53
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 144$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 159,6$

A L'ELS :

- $N_s = G + Q = 82\,519,77\text{ kN}$
- M : Moment de renversement.

Tableau VI. 8: Contrainte sous le radier à l'ELS

	σ_1 (kN/m^2)	σ_2 (kN/m^2)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m^2)
Sens x-x	94,31	86,40	113,93
Sens y-y	101,35	79,36	115,69
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} =$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 159,6$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

2.3 Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

ELU : $q_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 157,53\text{ kN/m}$

ELS : $q_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 115,69\text{ kN/m}$

d) Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

On peut donc se rapporter aux méthodes données par le **BAEL 91**.

1. Ferraillage de la dalle du radier :

1.1 Méthode de calcul :

Notre radier comporte des panneaux de dalles appuyées sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

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 :

$$M_{tx} = 0,85M_x$$

$$M_{ty} = 0,85M_y$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x \quad (\text{appui de rive})$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \quad (\text{autre appui})$$

- Panneau intermédiaire :

- Moment en travée:

$$M_{tx} = 0,75M_x$$

$$M_{ty} = 0,75M_y$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$$

➤ 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: $M_a = 0,5M_0$

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

ELU : $\nu = 0$

Tableau VI. 9: Calcul des moments à l'ELU

L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	qu (kN/m)	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
3,40	6,00	0,56	0,0437	0,8251	157,53	212,046	180,24	174,96	148,72	106,023

ELS : $\nu = 0.2$

Tableau VI. 10: Calcul des moments à l'ELS

L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
3,40	6,00	0,56	0,0437	0,8251	115,69	155,727	132,37	128,49	109,22	57,84

1.2 Calcul du ferrailage :

a) Ferrailage du radier :

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis, en suivant l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

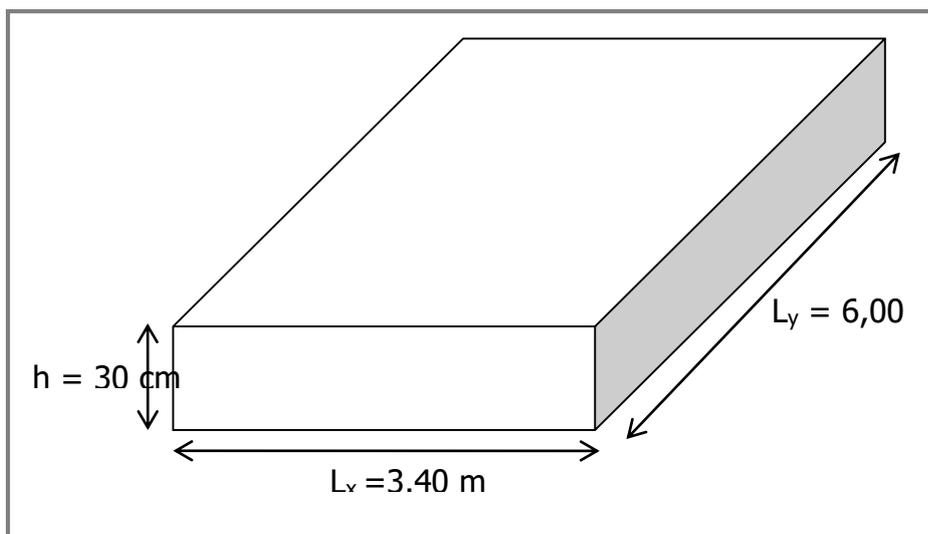


Figure VI. 8: Schéma du radier

Les données :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa} ; FeE500 ;$$

$$\sigma_s = 434 \text{ MPa} ; b = 100\text{cm} ; h = 30 \text{ cm} ; d = 0,9h = 27 \text{ cm}$$

❖ Section minimale :

- Sens y-y : $0,08\% bh = 2,4 \text{ cm}^2$
- Sens x-x : $A_{s \text{ min}} = 1,2 (A_{s \text{ min}} \text{ suivant } y - y) = 2,88 \text{ cm}^2$

Tableau VI. 11: Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	M_u (kN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	$A_{s \text{ min}}$ (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	x-x	180,24	0,174	0,241	24,39	21,23	2,88	7T20	21,99
	y-y	148,72	0,143	0,194	24,90	17,10	2,4	6T20	18,85
Appuis	x-x	106,023	0,062	0,080	26,14	11,93	2,88	6T16	12,06
	y-y								

❖ Espacement :

- En Travée :

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{7} = 14,28\text{cm} < \text{Min}\left(\frac{3h}{33\text{cm}}\right) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm} < \text{Min}\left(\frac{4h}{45\text{cm}}\right) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

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

- En Appuis :

$$\text{Sens x-x et y-y : } esp = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm} < \text{Min}\left(\frac{3h}{33\text{cm}}\right) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

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

❖ Vérification nécessaire :**➤ Condition de non fragilité :**

$$h = 30 \text{ cm} ; b = 100\text{cm}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,26 \text{ cm}^2 < 12,06 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\begin{array}{l} \frac{2}{3}f_e \\ \text{Max} \left(\frac{240}{110\sqrt{\eta f_{tj}}} \right) \end{array} \right) = 240 MPa \end{cases}$$

• Position de l'axe neutre & Moment d'inertie :

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

alors : $\frac{b}{2}y'^2 + nA'_s(y' - c) - nA_s(d - y) = 0$ (Cas d'une section rectangulaire)

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

$$\Delta = b^2 - 4ac \text{ avec: } \begin{cases} a = \frac{b}{2} \\ b = n \cdot A'_s + n \cdot A_s \\ c = n(c' \cdot A'_s + d \cdot A_s) \end{cases}$$

$$\text{Les racines sont : } y'_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

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

Avec :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

Tableau VI. 12: Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kN.m ²)	A_s (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	132,37	21,99	10,45	8,935	15	Ok	212,29	240	Ok
	y-y	109,22	18,85	9,85	7,984	15	Ok	208,57	240	Ok
Appuis	x-x	57,84	12,06	8,24	5,264	15	Ok	179,80	240	Ok
	y-y									

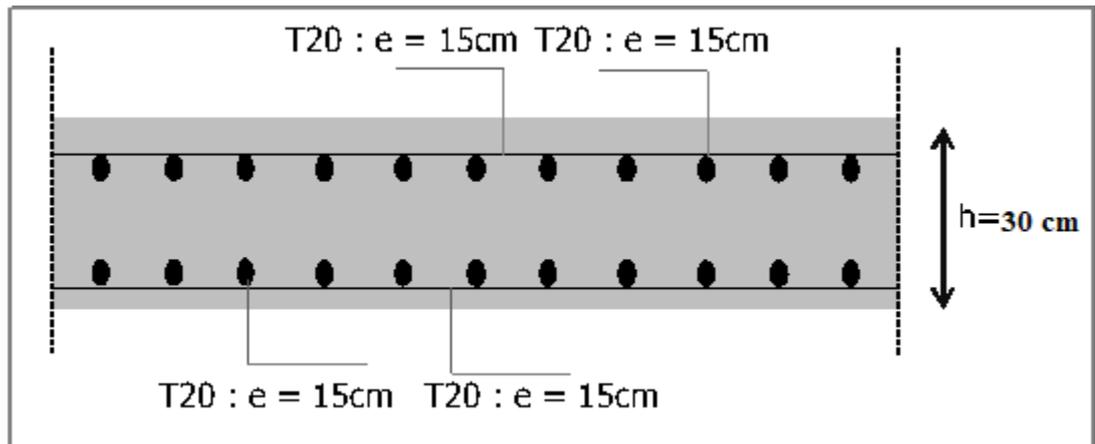


Figure VI. 9: Ferrailage de la dalle du radier

b) Ferrailage des nervures :❖ Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire.

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

$$\begin{cases} \text{En travée : } M_t = 0,85M_0 \\ \text{Sur Appuis : } M_a = 0,50 M_0 \end{cases}$$

❖ Calcul des armatures :

$$b = 70\text{cm} ; h = 130\text{ cm} ; d = 117\text{ cm}$$

➤ Sens (x-x) :

$$L = 6,00\text{ m} ; q_u = 157,53\text{ kN/m} ; M_0 = 708,88\text{ kN}$$

Tableau VI. 13: Ferrailage des nervures sens porteur

	M_u (kN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	602,54	0,044	0,057	114,34	15,14	6T20	18,85
Appuis	354,44	0,026	0,033	115,45	8,82	6T16	12,06

➤ Sens (y-y) :

$$L = 3.40\text{ m} ; q_u = 157,53\text{ kN/m} ; M_0 = 606,53\text{ kN}$$

Tableau VI. 14: Ferrailage des nervures sens non porteur

	M_u (kN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	515,55	0,038	0,048	114,73	12,91	5T20	15,71
Appuis	303,26	0,022	0,028	115,68	7,53	5T20	15,71

❖ **Vérification nécessaire :**➤ **Condition de non fragilité :**

$$h = 130 \text{ cm} ; b = 60 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 10,98 \text{ cm}^2 < 12,06 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 15: Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} ($kN.m$)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	442,51	18,85	26,97	2804716,10	4,255	15	Ok	213,07	240	Ok
	y-y	371,83	15,71	24,90	2392484,66	3,870	15	Ok	214,70	240	Ok
Appuis	x-x	260,30	12,06	22,14	1896160,62	3,040	15	Ok	195,33	240	Ok
	y-y	218,72	15,71	24,90	2392484,66	2,276	15	Ok	126,29	240	Ok

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4MPa) = 3 \text{ MPa}$

Avec :

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

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{157,53 \times 6}{2} = 472,59 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{472,59 \times 10^3}{600 \times 1170} = 0,67 < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

❖ Armature transversale :

- Selon les **RPA 99 version 2003** :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ Pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,4 \text{ MPa}$$

- Selon le **BAEL 99** :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t\right) = 24 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 65 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Zone Courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa} \quad ; \quad FeE500 \quad ; \quad b = 70\text{cm} \quad ; \\ h = 130 \text{ cm} \quad ; \quad d = 0,9h = 117 \text{ cm} \quad ; \quad \tau_u = 0,57 \text{ MPa}$$

On Trouve :

$$S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Zone nodale}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Zone courante}$$

$$A_t = 3,15 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_t = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

- Armature de peau :

D'après le **BAEL 99** :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne pour les poutres de grande hauteur, il y'a lieu de prévoir des armatures de peau, dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

On a $A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{m}$ Pour les armatures de peau : $A_p = 3 \times 1,3 = 3,9 \text{ cm}^2$

On prend : $6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$

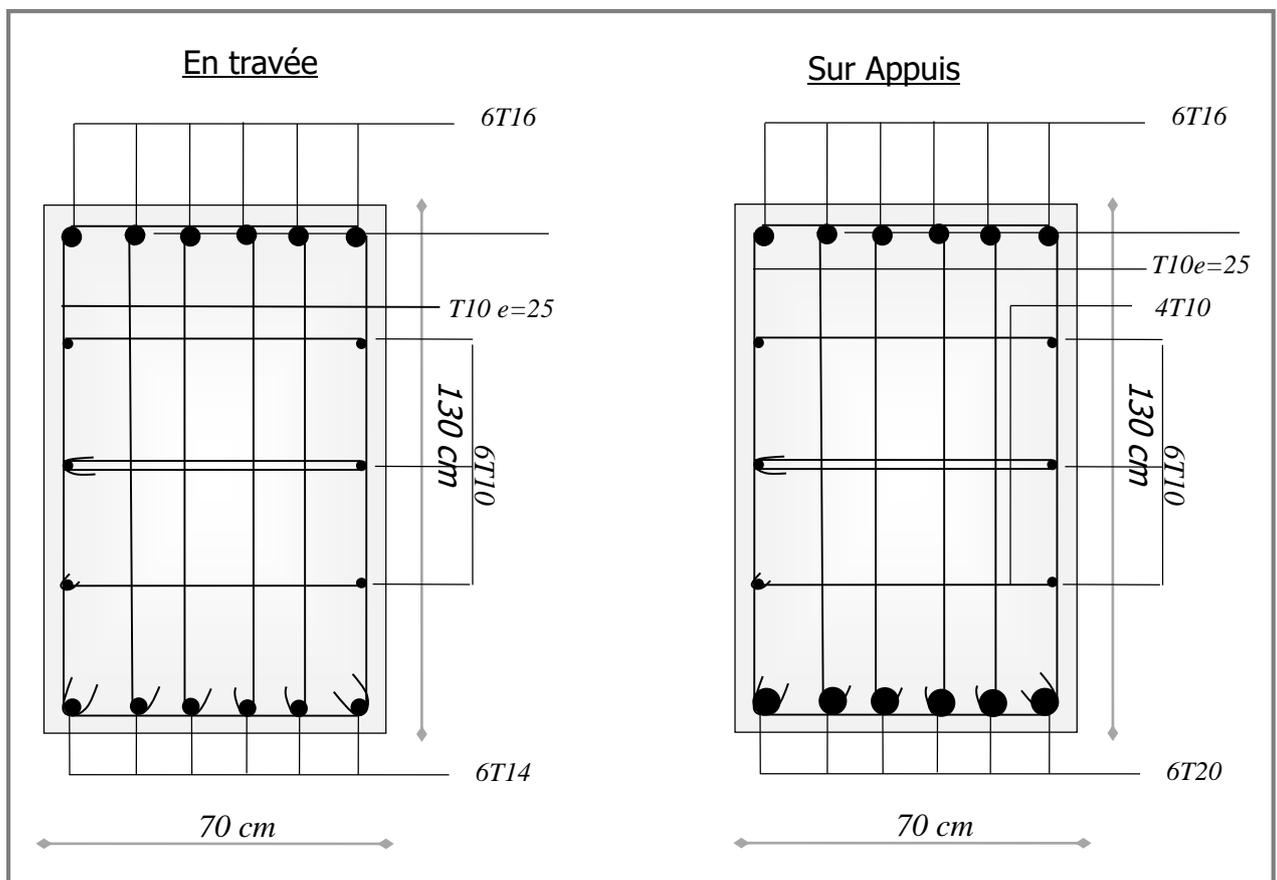


Figure VI. 10: Ferrailage des nervures sens porteur

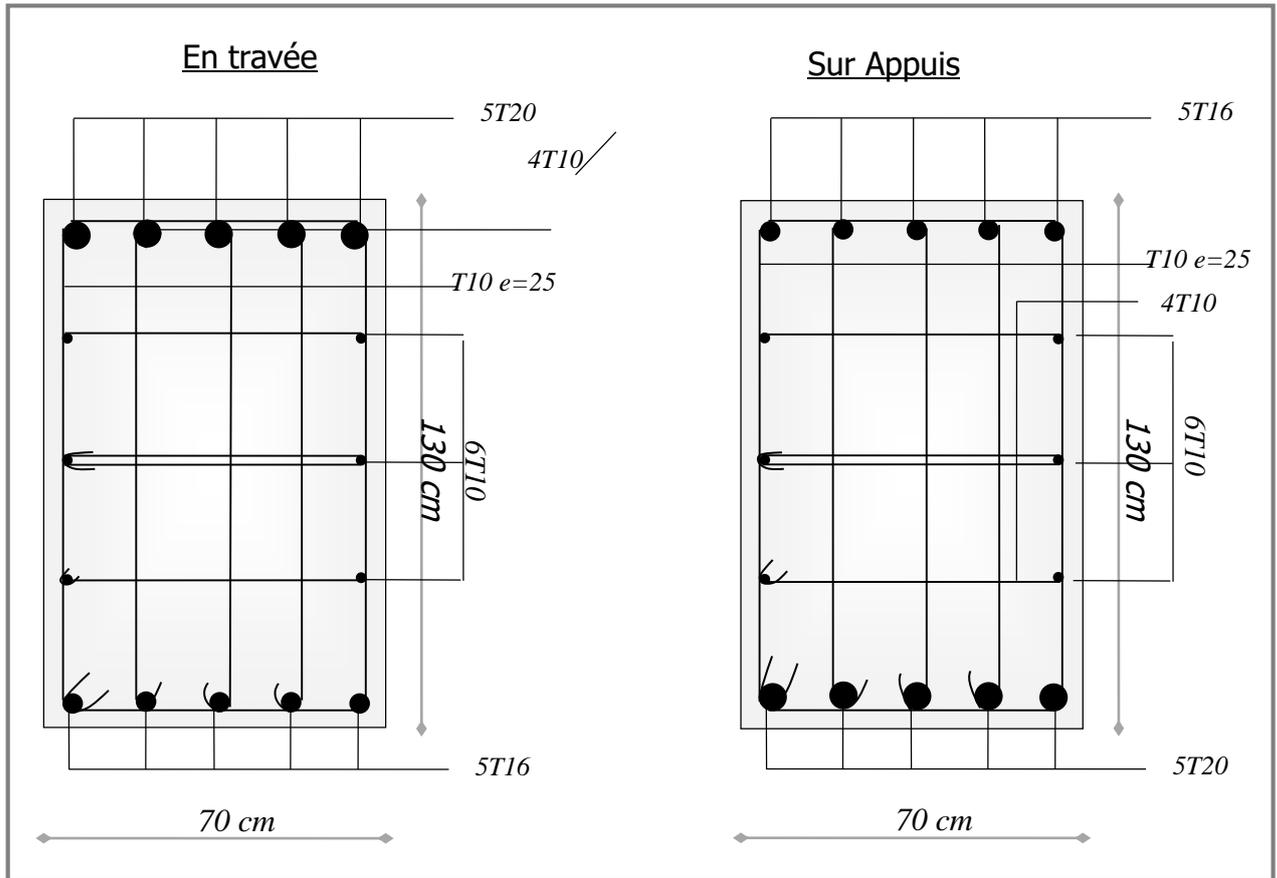


Figure VI. 11: Ferrailage des nervures sens non porteur

c) **Ferrailage du débord :**

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur = $0,75\text{ m}$, le calcul du ferrailage se fait pour une bande de 1 m à l'ELU.

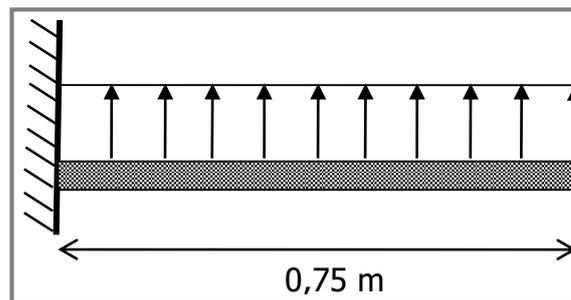


Figure VI. 12: Schéma statique des débords

❖ Calcul du ferrailage :

$q_u = 157,53 \text{ kN/ml}$; $b = 100 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$, $\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 44,30 \text{ kN.m} ; \sigma_s = 434 \text{ MPa}$$

Tableau VI. 16: Calcul du ferrailage du débord

M_u (kN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
44,30	0,043	0,055	26,41	4,82	5T12	5,65

On prend : 5T12 = $5,65 \text{ cm}^2$, $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ Vérifications nécessaires :➤ Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,86 \text{ cm}^2 < 5,65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2,82 \text{ cm}^2$$

On prend : 4T10 = $3,14 \text{ cm}^2$, $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

$$q_{ser} = 115,69 \text{ kN/ml} ; M_{ser} = 28,34 \text{ kN.m}$$

Tableau VI. 17: Vérifications des contraintes à l'ELS

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
28,34	5,65	5,93	44691,18	3,759	15	Ok	200,43	240	Ok

➤ **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les trois conditions citées ci-dessous sont toutes vérifiées simultanément :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_x} \end{array} \right\} Or : \begin{cases} 0,4 > 0,062 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,0027 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,4 \geq 0,1 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les trois conditions sont satisfaites, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

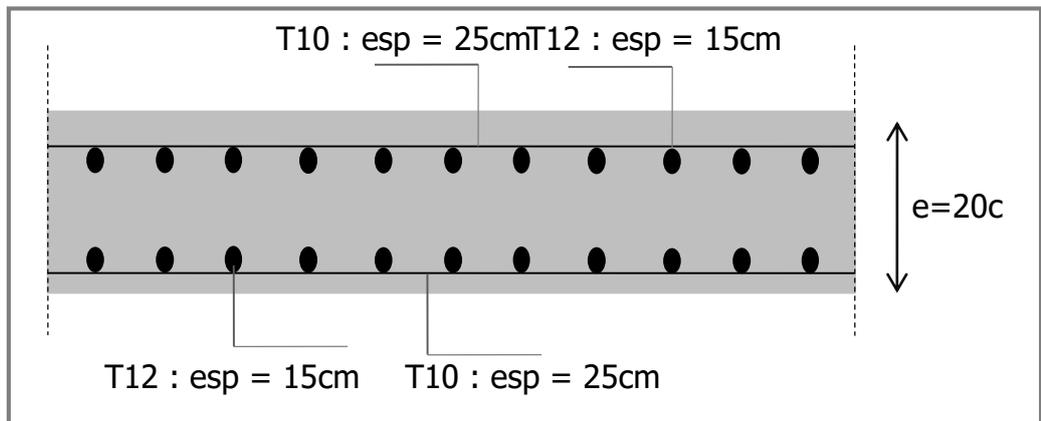


Figure VI. 13: Ferrailage du débord

VI.4.4. Etude du voile périphérique**a) Introduction :**

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de la fondation jusqu'au niveau du plancher du RDC, qui supporte les charges horizontales dues à la poussée des terres.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les plancher du RDC, le sous-sol, le vide sanitaire et les fondations.

b) Prédimensionnement:

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule :

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 1. Epaisseur $\geq 15\text{cm}$.
 2. Les armatures sont constituées de deux nappes.
 3. Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

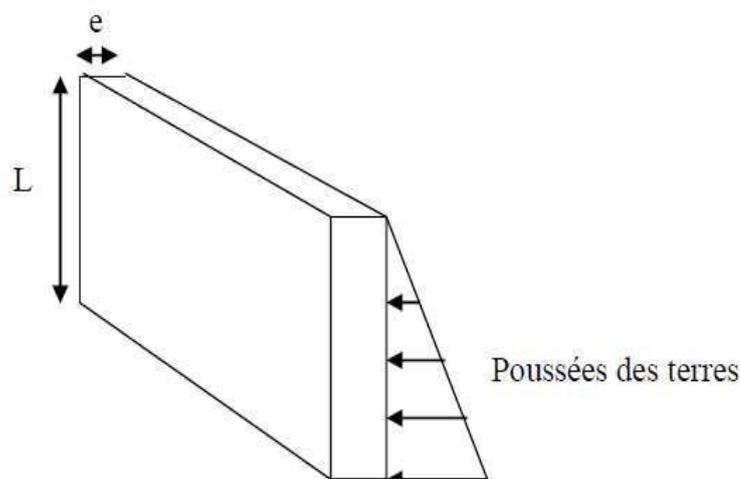


Figure VI. 14: Voile périphérique

c) Evaluation des charges :

On considère le voile comme étant une dalle pleine reposant sur 4 appuis, supportant les charges horizontales dues à la poussée des terres.

On considère le panneau le plus défavorable : $L_x = 2,72 \text{ m}$; $L_y = 6,00 \text{ m}$; $e = 20 \text{ cm}$

Les charges et surcharges prises uniformément réparties sur une bande de 1 m à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon **BAEL91 modifié 99 [2]**, la charge des poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H$$

Avec :

- Q : contrainte à la base sur une bande de 1 m .
- A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.
- γ : poids spécifique des terres ($\gamma h = 18,0 \text{ kN/m}^3$).
- H : hauteur du voile ($H = 2.72 \text{ m}$).

Nous avons d'après le rapport définitif de l'étude de sol :

$$\text{De } 8,50 \text{ à } 9 \text{ m} : \varphi = 12^\circ$$

$$\varphi = 12^\circ \Rightarrow Af(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,68$$

Donc : $Q = A \cdot \gamma \cdot H = 50,66 \text{ kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 68,39 \text{ kN/ml}$

d) Calcul des efforts dans la dalle :

$1 > \frac{L_x}{L_y} = 0,496 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0980 ; \mu_y = 0,2500 ; \begin{cases} M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 59,51 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 14,87 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Tableau VI. 18: Calcul des moments en travée et sur appuis

M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
59,51	50,58	14,87	12,63	29,75

e) Calcul du ferrailage :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$

Tableau VI. 19: Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M_u (kN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	59,51	0,130	0,174	16,75	10,21	7T14	10,78	15
	y-y	14,87	0,032	0,041	17,70	2,41	5T12	5,65	20
Appuis	x-x	29,75	0,065	0,084	17,40	4,91	6T10	4,71	15
	y-y								

Vérifications nécessaires :➤ **Condition de non fragilité :**

Les dalles travaillent dans les deux sens :

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} ; A_x^{min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{min} ; A_y^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0008$ Pour les barres FeE400

$$A_x^{min} = 0,0008 \left[3 - \frac{2,98}{6,00} \right] \frac{100 \times 20}{2} = 2,002 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

- En travée :

$$\begin{cases} A_x = 10,78 > A_x^{min} = 2,002 \text{ cm}^2 \\ A_y = 5,65 > A_y^{min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- En travée :

$$\begin{cases} A_x = 4,71 > A_x^{min} = 2,002 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,71 > A_y^{min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ Mpa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 102,24 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 67,93 \text{ kN}$$

$$T_u^{max} = \max(T_x ; T_y) = 102,24 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{102,24 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,56 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Vérifications à l'ELS :

a) Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$1 > \frac{L_x}{L_y} = 0,496 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0980 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$Q_{ser} = 50,66 \text{ kN/ml}$$

Tableau VI. 20: Calcul des moments en travée et sur appuis

M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
44,08	37,46	11,02	9,36	22,04

b) Vérification des contraintes :

Il faut vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 21: Calcul des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	37,46	10,78	6,957	18	Ok
	y-y	9,36	5,65	2,325	18	Ok
Appuis	x-x	22,04	4,71	5,927	18	Ok
	y-y					

c) Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche si les trois conditions citées ci-dessous sont toutes vérifiées simultanément :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \dot{\text{à}} \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \text{Or : } \left\{ \begin{array}{l} 0,067 > 0,042 \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \\ 0,067 \geq 0,028 \dot{\text{à}} 0,037 \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \\ 5,98 \times 10^{-3} \geq \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Non vérifiée} \end{array} \right.$$

Une des trois conditions n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

- f_i : la flèche due aux charges instantanée.
- f_v : la flèche due aux charges de longue durée

❖ **Remarque :**

La flèche est calculée sur la petite portée (L_x)

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

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

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$$

Avec :

- $\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$: Coefficient pour la déformation instantanée
- $\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$: Coefficient pour la déformation différée
- $\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d}$: Pourcentage des armatures
- $\mu = \max \left[1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right]$
- $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,4 \text{ MPa}$

La contrainte de traction effective dans l'armature correspondant au cas de charge considéré :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot Z}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 22: Récapitulatif du calcul de la flèche

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	ρ	σ_s	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
37,46	10,78	5,98x10 ⁻³	207,45	3,51	1,40	0,479	58948,8	24183,7	38814,6
								6	1

- Calcul de la flèche de déformation instantanée :

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot l_x^2}{10E_i \cdot I_{fi}}$$

Avec :

- $l = 2,72 \text{ m}$
- E_i : Module de déformation instantanée.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 34179,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow f_i = \frac{37,46 \times 2,98^2 \times 10^7}{10 \times 341792 \times 24183,76} = 0,32 \text{ cm}$$

- Calcul de la flèche de déformation différée :

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot l_x^2}{10E_v \cdot I_{fv}}$$

Avec :

- $l = 2,72 \text{ m}$
- E_v : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11496,87 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow f_v = \frac{37,46 \times 2,98^2 \times 10^7}{10 \times 11496,87 \times 38814,61} = 0,89 \text{ cm}$$

- Calcul de la flèche :

$$\bar{f} > f_t = f_v - f_i$$

– \bar{f} : La flèche admissible.

$$\begin{cases} \bar{f} = \frac{L(m)}{500} & \text{Si la portée } L \text{ est au plus égale à } 5m \\ \bar{f} = 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{Si la portée } L \text{ est supérieur à } 5m \end{cases}$$

$$\Rightarrow f_t = 0,79 - 0,42 = 0,37 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \bar{f} = 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} = 0,5 + \frac{298}{1000} = 0,798 \text{ cm}$$

D'ou $\bar{f} = 0,798 \text{ cm} > f_t = 0,37 \text{ cm}$ La condition est vérifiée

Conclusion générale :

Les recherches de ce projet ont permis, d'une part, d'absorber divers logiciels techniques et de calcul et réglementations sur les principes de conception et de calcul des ouvrages en construction.

Le pré dimensionnement des éléments n'est que temporaire lors du calcul d'une structure.

L'utilisation du logiciel ETABS 2013 pour interpréter les résultats a conduit au renforcement de divers éléments de construction.

La bonne disposition des voiles, joue un rôle important pour la justification de l'interaction « voiles-portiques ».

L'utilisation des logiciels et programmes de calcul (ETABS, SOCOTEC, EXCEL...) permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude.

D'après les recherches que nous avons menées, il convient de souligner que dans la conception parasismique, il est très important que les ingénieurs civils et les architectes travaillent en étroite collaboration dès le début du projet.

Supplément. Les études d'infrastructures sont conçues en radier général en raison de l'importance que l'ouvrage supporte correctement les charges transférées de l'ouvrage au sol. Enfin, On espère que cet humble travail sera une référence pour d'autres projets de PFE.

ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

LES DONNEES
Caractéristique du béton et
l'acier
Solicitation M_u

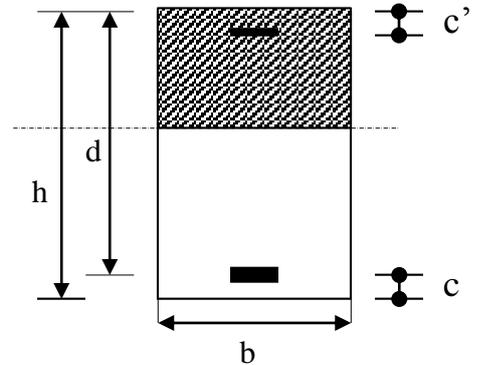
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$



Situation durable :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$$

Situation accidentelle :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$

Oui ($A_s' = 0$)

Non ($A_s' \neq 0$)

$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}]$$

$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d-c')/d] - \zeta_{es}$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

Oui

Non

$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s = 3,50/100 \cdot \left[\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right]$$

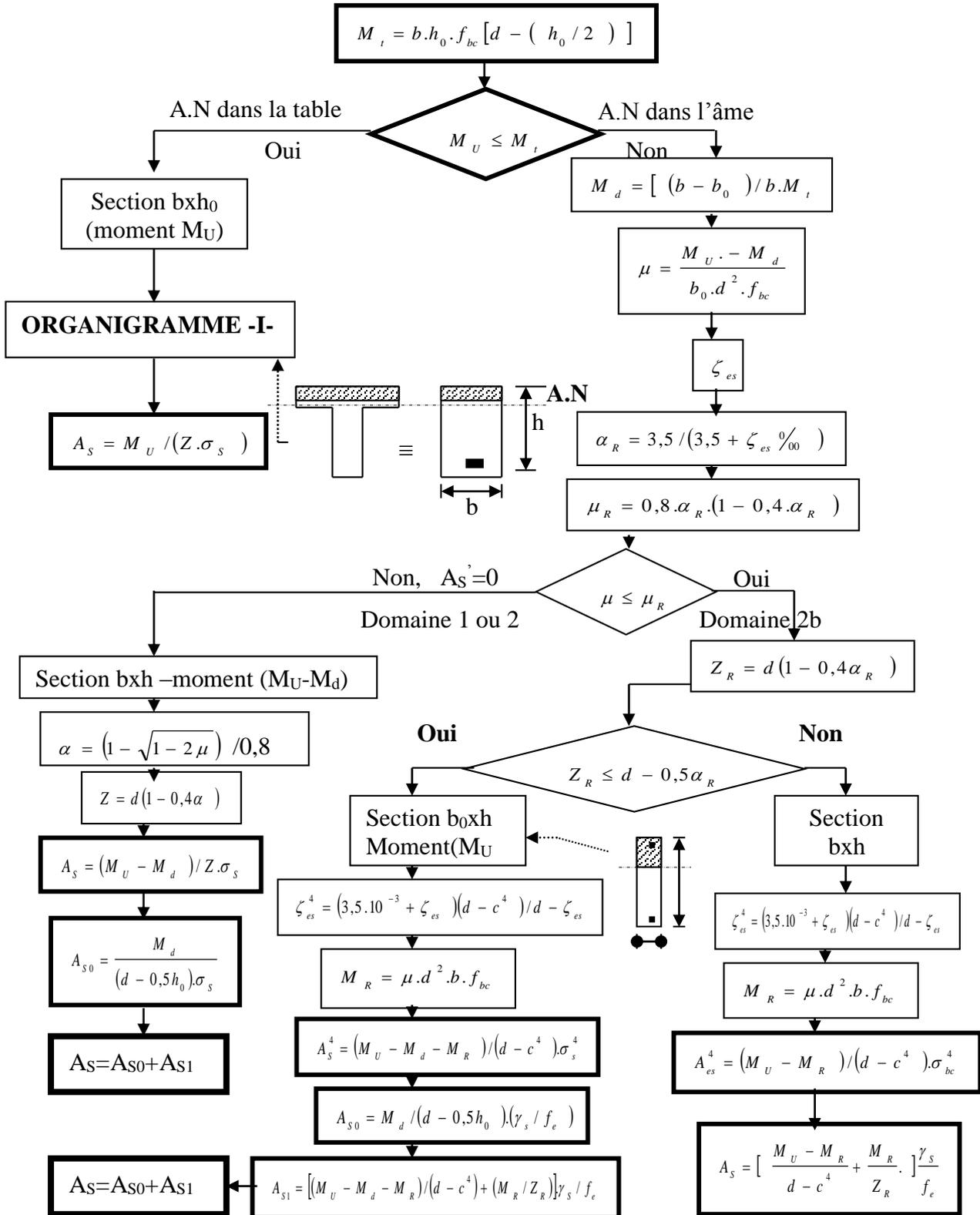
$$A_s' = (M_u - M_R) / [(d-c') \cdot \sigma_s']$$

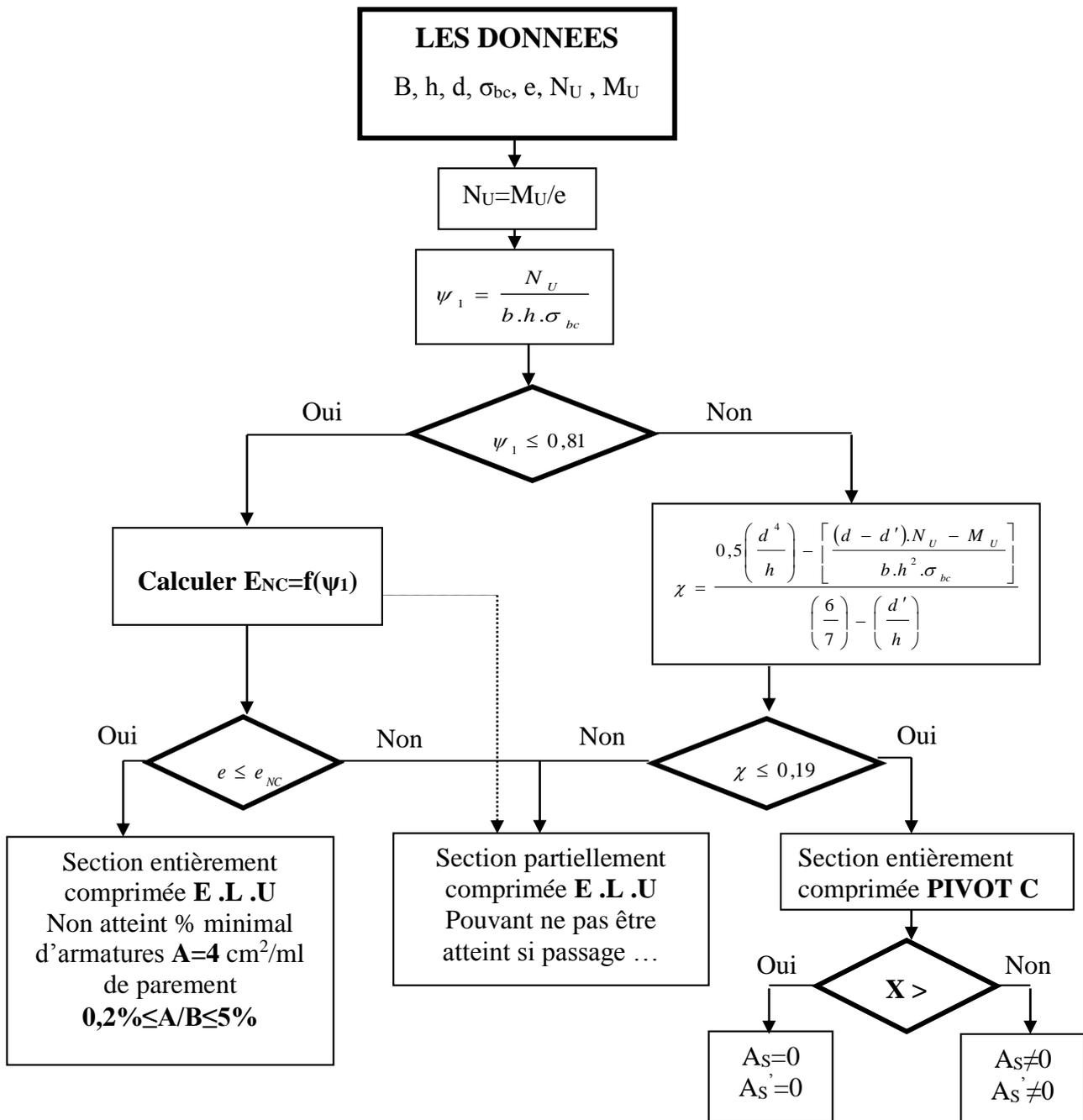
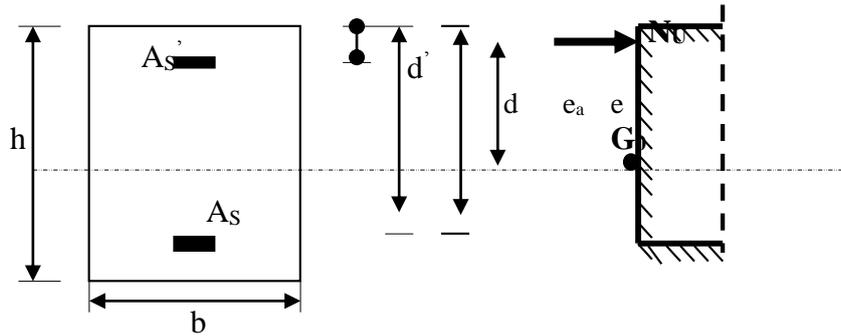
$$A_s = M_u / (Z \cdot \sigma_s)$$

$$A_s = \left[\frac{M_u - M_R}{(d-c')} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{f_e / \gamma_s}$$

ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

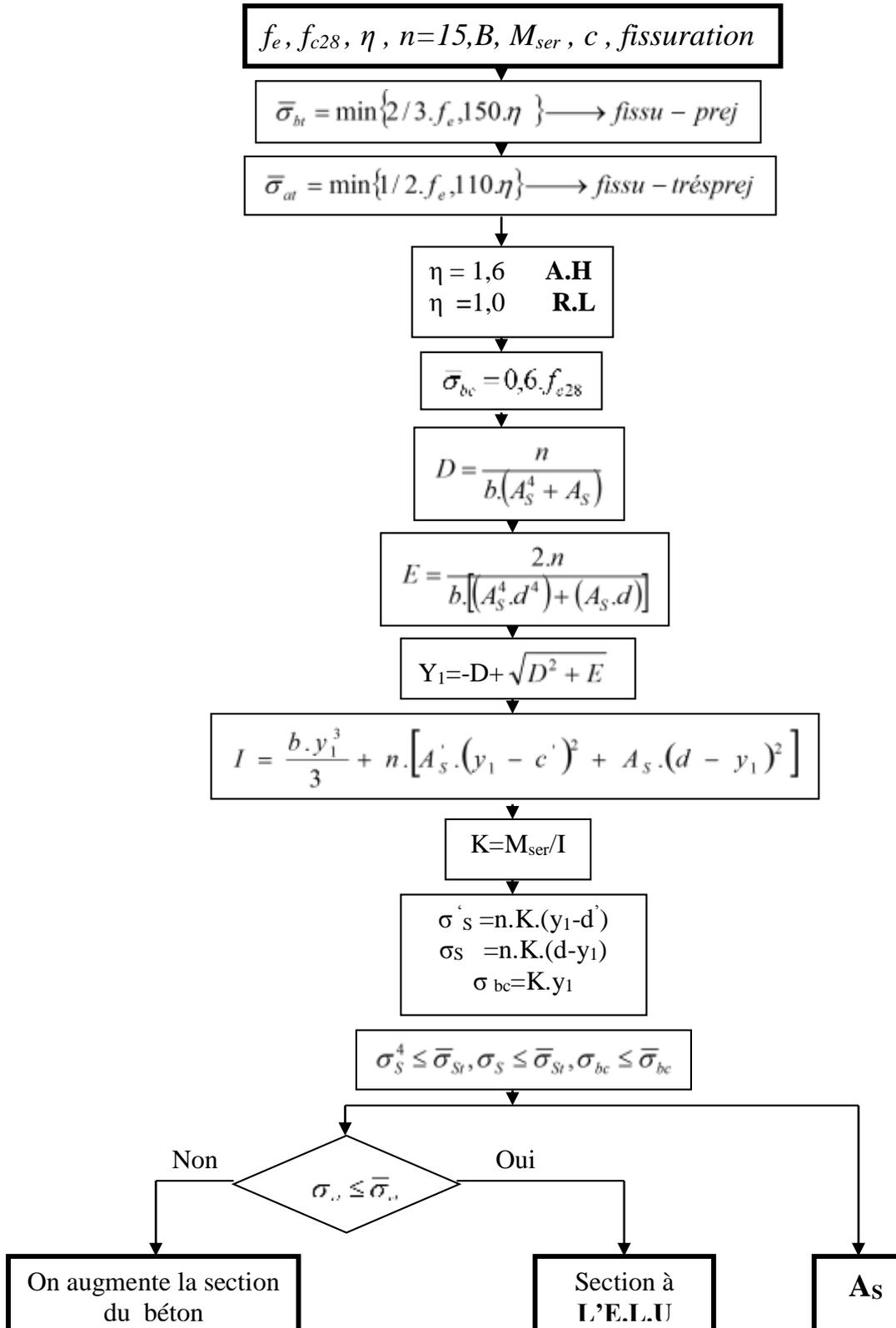


ORGANIGRAMME -III-**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**

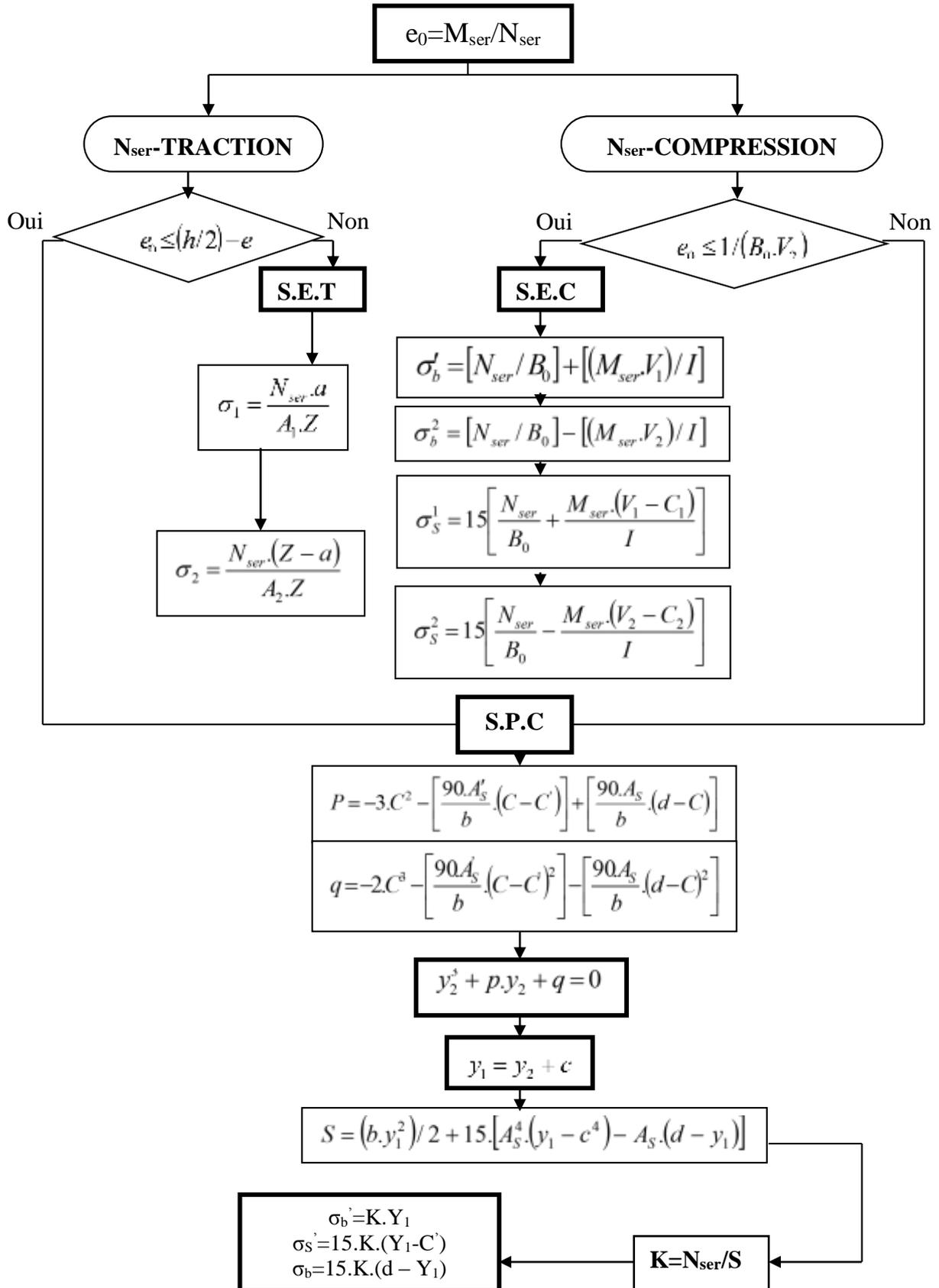
Annexe I

ORGANIGRAMME -IV-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S



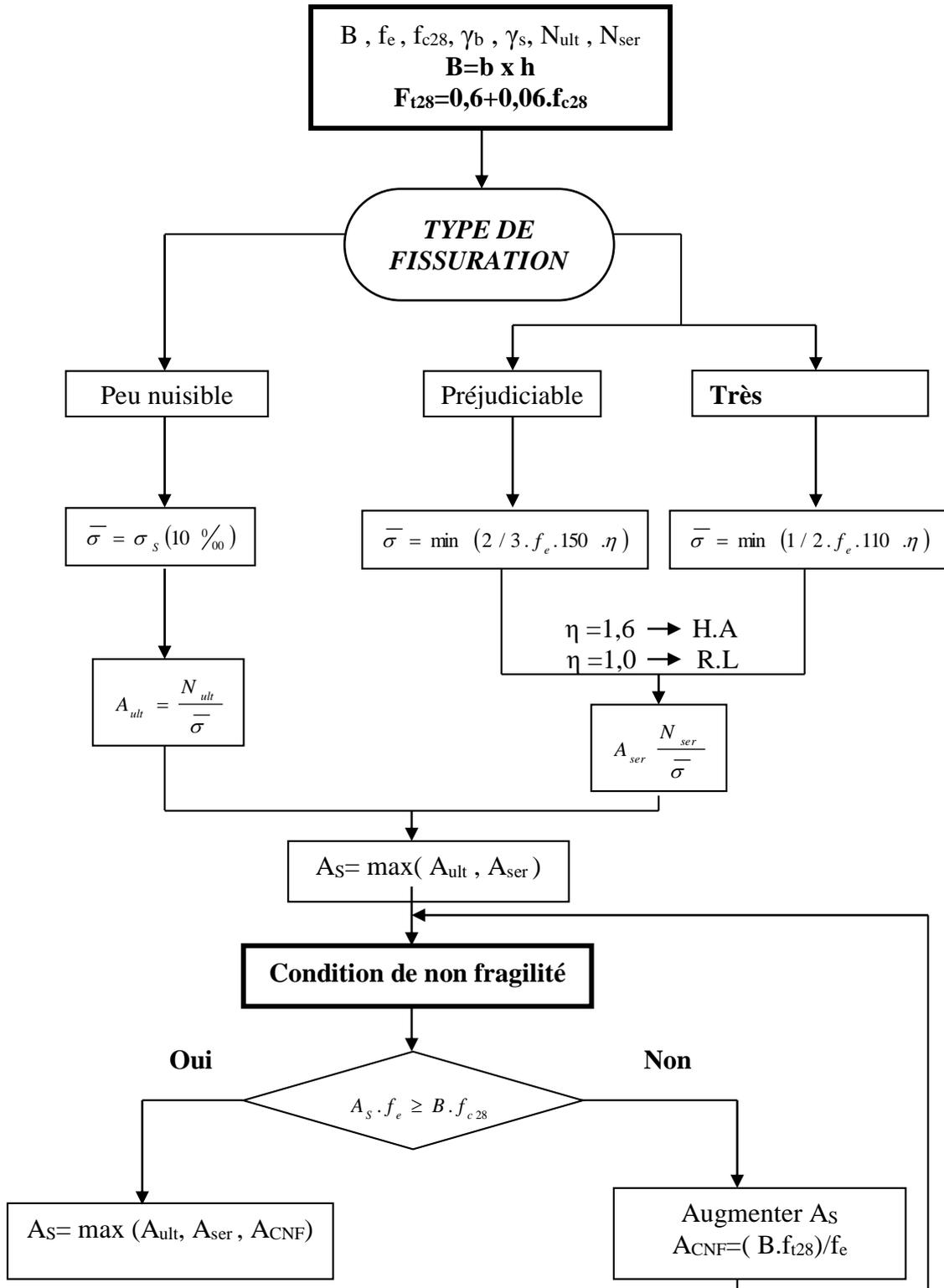
ORGANIGRAMME-V-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



Annexe I

ORGANIGRAMME -VI-

TRACTION SIMPLE



Annexe I

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

N ϕ	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

Annexe I

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour.

$g = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.0110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.01098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.01087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.01075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.01063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.01051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.01038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.01026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.01013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.01000	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

Références bibliographiques

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

➤ **Règlements :**

- [1] : **BAEL91 modifié** : béton armé aux états limites.
- [2] : **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- [3] : **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- [4] : **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).
- [5] : **D. T " EUROCODE 2"**.

➤ **Logiciels :**

- ETABS 13Analyse des structures
- AUTOCAD 2018.....Dessin
- EXCEL 2013.....Calcul.
- WORD 2013.....Traitement du texte.
- SOCOTEC et EXPERT... (calcul de sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple).