

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



UNIVERSITE BLIDA-1-

جامعة-البليدة-1

FACULTE DE TECHNOLOGIE

كلية التكنولوجيا

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

دائرة الهندسة المدنية



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'Obtention du diplôme

de Master 2 en Génie Civil

Option : STRUCTURES

THÈME

ETUDE ET CONCEPTION PARASISMIQUE D'UN HÔTEL
EN R+8+3 SOUS-SOLS CONTREVENTE PAR VOILES

Réalisé par :

- ❖ ZIGHED Islem Khalil,
- ❖ SI AHMED Islam.

Encadré par :

- ❖ M^{me} N. KERBOUA

PROMOTION : 2020 - 2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Sommaire

Remerciements	
Dédicaces	
Résumé	
Liste des symboles	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Plans	
Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux	
I.1. Introduction	3
I.2. Présentation de l'ouvrage	3
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	5
I.4. Hypothèses de calcul	10
Chapitre II : Pré dimensionnement	
II.1. Introduction	11
II.2. Pré-dimensionnement des planchers	11
II.3. Evaluation des charges	12
II.4. Pré-dimensionnement des poutres	15
II.5. Pré-dimensionnement des poteaux	17
II.6. Pré-dimensionnement des voiles	24
Chapitre III: Calcul des éléments secondaires	
III.1. Introduction	27
III.2. Acrotère.....	27
III.3. Escaliers.....	34
III.4. Plancher en dalle pleine.....	40
III.5. Plancher en dalle pleine.....	43
Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique	
IV.1. Introduction	48
IV.2. Etude dynamique.....	48
IV.3. Modélisation de la structure.....	50
IV.4. Etude sismique	51
IV.5. Résultats de l'analyse sismique.....	57
Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants	
V.1. Introduction	83
V.2. Ferrailage des poteaux	83
V.3. Ferrailage des poutres	101
V.4. Ferrailage des voiles	115
Chapitre VI : Étude des fondations	
VI.1. Introduction	135
VI.2. Choix des fondations	135
VI.3. Calcul de type de fondation.....	135
VI.4. Etude du voile périphérique	155
Annexe	
Références Bibliographiques	



REMERCIEMENTS

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

Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre promotrice

*N. **KERBOUA** et co-promotrice **BERDIAF** 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.

ZIGHED ISLEM KHALIL

SI AHMED ISLAM



Dédicaces.

Je dédie ce travail à :

Mes parents, en particulier à ma très chère mère qui a fait tant de sacrifices pour que j'arrive où j'en suis aujourd'hui, qui a toujours été là pour me réconforter et m'accorder son soutien moral, que ce soit dans mes études ou en dehors. A Mon frère, ainsi qu'à toute la famille ZIGHED et SI AHMED.

A mon frère Zaki et mes sœurs Hala et Noussaiba.

A mes amis, Amel, Lyes, Aimen, Samy, Nour el islam, Aimen, Mossab, Rached, Youcef, Hicham, Katia, Sarah, Zina, Yahia, Amina, Zoubida, Fatimael-zouhra, Tahar, Abd rahman, Adlan, KETTAL khaled, Khaled, Rayen Mahdi, Anes, ZEBDA Youcef, mon binôme, pour avoir été une source de motivation durant l'élaboration de ce travail.

Pour finir je souhaite aussi remercier tous ceux qui m'ont aidés de près ou de loin dans mon parcours éducatif et universitaire en particulier, spécialement à mon père Azeddin, tonton BENTOURI, tata BENTOURI, Mm ADJLEN, Mm BADIS, tonton MAZEGHRANE, tata MAZEGHRANE.

MERCI !

ZIGHED Islem Khalil



Dédicaces.

Je dédie ce travail à :

Mes parents, en particulier à ma très chère mère qui a fait tant de sacrifices pour que j'arrive où j'en suis aujourd'hui, qui a toujours été là pour me réconforter et m'accorder son soutien moral, que ce soit dans mes études ou en dehors. A Mon frère, ainsi qu'à toute la famille ZIGHED et SI AHMED.

A mes amis, Mossaab, Slimou, Mohamed, Tahar, Adlane, Anes, KETTAL Khaled, Aimen, Isam, Abdou, Kadi, mon binôme, pour avoir été une source de motivation durant l'élaboration de ce travail.

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

MERCI !

SI AHMED Islam

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة فلدق يتألف من طابق ارضي 8+طوابق+3 طوابق تحت الارض، يتم انجازها بولاية البليدة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA 99 المعدل في 2003). مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات، الأعمدة و الجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (ETABS 18.0.2).
تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99, BAEL 91 99) المعدل في 2003.
للتحقق من نتاج التسليح استعنا بواسطة برنامج ألي متطور Socotec و Expert.
دراسة الطوابق التحت أرضية مرحلة من مراحل هذا المشروع.

Résumé

Le but de cette étude et la conception d'un hôtel de R+8 étages+3 sous-sol, qui sera implanté dans la wilaya de Blida, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 modifié en 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ETABS 18.0.2).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants est conforme aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99et RPA99 modifié en 2003).

Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisées un logiciel (Socotec er Expert).

L'étude des éléments de l'infrastructure, fait également partie de ce projet.

Summary

The aim of this study is the conception for hotel of R + 8 stages +3 under grounds, which will be established in the wilaya of Blida, classified in zone III according to the Algerian payment parasismic (RPA 99 modified in 2003).

The beams, and the columns and the walls ensure the stability of the work. The study and the analysis of this plan had been established by software (ETABS 18.0.2).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modified 99, RPA99 modified in 2003).

For the checking of reinforcement, we used software (Socotec and Expert).

The study of the elements of the infrastructure also forms part of it project.

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.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- K_t : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
- C_p : Coefficient de pression nette.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
- q_j : Pression dû au vent.
- 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.

Liste des symboles

- 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.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- W_{sat} : Teneur en eau saturé.
- W_L : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- S_c : Tassement œnométrique.
- S_c^T : Tassement total.
- S_c^{adm} : Tassement admissible.
- 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.

Liste des tableaux

Chapitre II :

II.1: Composition de la terrasse (inaccessible).....	12
II.2: Composition du plancher courant.....	13
II.3: Composition de la dalle pleine.....	13
II.4: Composition de mur extérieur.....	13
II.5: Composition de mur intérieur.....	14
II.6: Charges d'exploitations.....	14
II.7: Pré-dimensionnement des poutres.....	16
II.8: Surface reprise par chaque poteau.....	19
II.9: Dégression des surcharges.....	20
II.10: La descente des charges permanentes (Poteau central).....	22
II.11: La descente des charges verticales d'exploitation (Poteau central).....	22
II.12: choix final des poteaux centraux.....	23
II.13: Vérification de critère de résistance et Vérification poteaux centraux à l'ELS.....	23

Liste des tableaux

Chapitre III :

III.1: Poids propre du palier de repose de l'escalier.....	35
III.2: Poids propre du Paillasse.....	36
III.3: combinaison ELU et ELS.....	36
III.4: Ferrailage des marches.....	37
III.5: Vérification des contraintes des marches.....	38
III.6: Ferrailage du pallier.....	38
III.7: Vérification des contraintes du pallier.....	39
III.8: Ferrailage de la dalle pleine.....	41
III.9: Vérification des contraintes à l'ELS.....	42
III.10: Ferrailage de la dalle triangulaire.....	45
III.11: Vérification des contraintes de la dalle triangulaire.....	46

Liste des tableaux

Chapitre IV :

IV.1: Facteur de qualité.....	54
IV.2: Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau.....	58
IV.3: Participation massique du modèle initial.....	58
IV.4: Participation massique du modèle final.....	61
IV.5: Vérification des déplacements inter-étage selon l'axe (x-x).....	63
IV.6: Vérification des déplacements inter-étage selon l'axe (y-y).....	64
IV.7: Vérification de l'effort normal pour les poteaux.....	65
IV.8: Participation massique du modèle final.....	66
IV.9: Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (x-x).....	68
IV.10: Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (y-y).....	69
IV.11: vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux.....	70
IV.12: Vérification l'effet P- Δ inter étages du modèle final selon l'axe (x-x).....	71
IV.13: Vérification l'effet P- Δ inter étages du modèle final selon l'axe (y-y).....	72
IV.14: Poids cumulée de chaque étage.....	72
IV.15 : participation massique du modèle final.....	74
IV.16 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (x-x).....	76
IV.17 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (y-y).....	77
IV.18 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux.....	78
IV.19 : Vérification l'effet P- Δ inter étages du modèle final selon l'axe (x-x).....	79
IV.20 : Vérification l'effet P- Δ inter étages du modèle final selon l'axe (y-y).....	80
IV.21 : Poids cumulée de chaque étage.....	80

Liste des tableaux

Chapitre V :

V.1: Caractéristiques du béton et de l'acier.....	83
V.2: Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{\max} , M^{corr}).....	85
V.3: Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{\min} , M^{corr}).....	85
V.4: Ferrailages des poteaux en situation durable (M^{\max} , N^{corr}).....	86
V.5: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	86
V.6: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).....	87
V.7: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	87
V.8: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	88
V.9: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).....	88
V.10: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	89
V.11: Choix des armatures des poteaux.....	89
V.12: Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{Max} , M^{corr}).....	90
V.13: Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{\min} , M^{corr}).....	91
V.14: Vérification des contraintes pour les poteaux (M^{\max} , N^{corr}).....	91
V.15: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	93
V.16: Espacement maximales selon RPA99 des poteaux.....	95
V.17: Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	95
V.18: Schéma de ferrailage des poteaux zone nodale.....	98
V.19 : Schéma de ferrailage des poteaux zone courante.....	99

Liste des tableaux

V.20: Ferrailage des poutres porteuses 30x50 (Situation durable).....	102
V.21: Ferrailage des poutres porteuses 30x50 (Situation accidentelle).....	102
V.22: Ferrailage des poutres porteuses 30x50 (Situation accidentelle).....	102
V.23: Ferrailage des poutres non porteuses 30x45 (Situation durable).....	103
V.24: Ferrailage des poutres non porteuses 30x45 (Situation accidentelle).....	103
V.25: Ferrailage des poutres non porteuses 30x45 (Situation accidentelle).....	103
V.26: Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x50.....	104
V.27: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x45.....	104
V.28: Vérification de la condition de non fragilité.....	104
V.29: Vérification des poutres (30x50) à l'ELS.....	105
V.30: Vérification des poutres (30x45) à l'ELS.....	105
V.31: Vérification de la contrainte de cisaillement.....	105
V.32: calcul des armatures transversales.....	106
V.33: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	108
V.34: Ferrailage des poutres non porteuses 30x45 (pour les bouts de voile).....	109
V.35: Ferrailage des poutres non porteuses 30x45 (pour les bouts de voile).....	109
V.36: Ferrailage des poutres non porteuses 30x45 (pour les bouts de voile).....	109
V.37: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x45(pour les bouts de voile).	110
V.38: Vérification de la condition de non fragilité 30x45(pour les bouts de voile).....	110
V.39: Vérification des poutres à l'ELS 30x45(pour les bouts de voile).....	110
V.40: Vérification de la contrainte de cisaillement 30x45(pour les bouts de voile).....	110
V.41: calcul des armatures transversales 30x45 (pour les bouts de voile).....	111
V.42: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche 30x45 (pour les bouts de voile).....	111
V.43: Schéma de ferrailage des poutres porteuses et non porteuses.....	112
V.44: Schéma de ferrailage des poutres non porteuses pour les bouts de voile.....	113

Liste des tableaux

V.45: Valeurs de (I_f/l)	118
V.46: Calcul de $\sigma_{u\ lim}$	119
V.47: Aciers verticaux et horizontaux	120
V.48: Acers transversaux.....	121
V.49: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.....	125
V.50: Calcul des armatures verticales de l'exemple.....	126
V.51: Caractéristiques des voiles.....	128
V.52: Calcul des armatures du voile (V1).....	128
V.53: Calcul des armatures du voile (V1').....	128
V.54: Calcul des armatures du voile (V2).....	129
V.55: Calcul des armatures du voile (V3).....	129
V.56: Calcul des armatures du voile (V3').....	129
V.57: Calcul des armatures du voile (V4).....	129
V.58: Calcul des armatures du voile (V4').....	130
V.59: Calcul des armatures du voile (V5).....	130
V.60: Calcul des aciers de coutures des voiles.....	130
V.61: Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	131

Liste des tableaux

Chapitre VI :

VI.1: Sections des semelles filantes.....	137
VI.2: Choix la hauteur de nervure.....	141
VI.3: caractéristiques géométriques du radier.....	141
VI.4: Contraintes sous le radier à l'ELU.....	144
VI.5: Contraintes sous le radier à l'ELS.....	144
VI.6: Calcul des moments à l'ELU.....	146
VI.7: Calcul des moments à l'ELS.....	146
VI.8: Ferrailage des panneaux du radier.....	147
VI.9: Vérification des contraintes (radier).....	148
VI.10: Ferrailage des nervures sens (y-y).....	149
VI.11: Ferrailage des nervures sens (x-x).....	149
VI.12: Vérification des contraintes (Nervure).....	150
VI.13 : Ferrailage du débord.....	153
VI.14: Vérification des contraintes du débord.....	154
VI.15: Ferrailage du Voile Périphérique.....	156
VI.16: Vérification des contraintes à l'ELS.....	158

Liste des figures

I.1 : Escalier.....	4
I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à ELU.....	7
I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton a ELS.....	7
I.4 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à ELU.....	8
II.1 : Détails d'un plancher à dalle pleine.....	11
II.2 : surface reprise par le poteau central.....	20
II.3 : Chemin de voile.....	24
III.1. : Schéma représentatif de l'acrotère.....	27
III.2. : Sollicitation de l'acrotère.....	28
III.3 : Diagrammes des efforts à L'ELU.....	29
III.4 : Section de calcul de l'acrotère.....	30
III.5 : Distance de l'axe neutre.....	33
III.6. Ferrailage de l'acrotère.....	34
III.7 : Dimensions de l'escalier.....	35
III.8 : Schéma de l'escalier.....	36
III.9 : schéma statique de l'escalier.....	39
III .10 : Ferrailage des marches.....	40
III .11 : Schéma de la dalle pleine.....	43
III.12 : Dimensions de la dalle triangulaire (m).....	46
III.13 : Ferrailage de la delle triangulaire (cm).....	46
III.13 : Ferrailage de la delle rectangulaire (cm).....	46
IV.1 : Spectre de réponse.....	54
IV.2 : Vue en 3D du modèle initial.....	57
IV.3 : Vue en plan du modèle initial.....	57

Liste des figures

IV.4 : Vue en 3D du modèle 1.....	60
IV.5: vue en plan du modèle 1	60
V.1 : Arrêt des barre.....	107
V.2 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	122
V.3 : Disposition des Armatures verticales dans les voiles.....	123
V.4 : Disposition des voiles.....	127
V.5 : Contraintes δ_{22}	132
V.6 : Contraintes δ_{12}	132
V.7 : Ferrailage des voiles (V1, RDC).....	133
V.8 : Ferrailage des voiles (V4, RDC).....	133
VI.1 : semelles isolée sous poteaux.....	136
VI.2 : Semelles filantes.....	137
VI.3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	138
VI.4 : Schéma statique du bâtiment.....	142
VI.5 : Contraintes sous le radier.....	143
VI.6: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité.....	147
VI.7: Ferrailage de la Dalle du Radier.....	148
VI.8: Ferrailage des nervures du sens porteur.....	151
VI.9: Ferrailage des nervures du sens non porteur.....	152
VI.10: Schéma statique du débord.....	152
VI.11: Diagramme des Moments.....	152
VI.12: Ferrailage du Débord.....	154
VI.13 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.....	155
VI.14: Ferrailage du Voile Périphérique.....	158

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

I.1.INTRODUCTION GENERALE

Les désordres et les conséquences fâcheuses engendrés par les sollicitations sismiques, dont le phénomène de ruine structurelle partielle ou total des constructions ont fait que la prise en compte du risque sismique dans la conception des ouvrages est devenue plus que nécessaire et ont contribué à la connaissance phénoménologique de l'action sismique.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût ;
- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : Explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines ;
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés. Spécifier les procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (RPA99/version 2003 pour le cas de l'Algérie).

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude pour un hôtel de R+8, avec 3 sous-sols.

Notre mémoire se structure comme suit :

- ◆ Le 1^{er} chapitre constitue une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés.
- ◆ L'objectif du deuxième chapitre est le pré dimensionnement des éléments résistants (Poteaux, poutres et voiles).
- ◆ Dans le troisième chapitre nous étudions les éléments secondaires (acrotère, dalle pleine, escaliers).
- ◆ Le quatrième chapitre qui est une étape importante pour notre étude ; c'est la modélisation des structures et la détermination des modes de vibrations.
- ◆ L'étude parasismique du bâtiment sera faite par l'analyse d'éléments finis de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS 18.0.2

Le calcul de ferrailage des éléments structuraux a été déterminé avec le logiciel **SOCOTEC** et **EXPERT**, fondé sur les résultats du logiciel **ETABS 18.0.2**, sera l'objectif du cinquième chapitre.

- ◆ Le sixième chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure.

Et enfin, Nous terminons ce document par une conclusion générale.

CHAPITRE I

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction :

Ce projet porte sur l'étude d'un hôtel (**RDC+8+3SS**) à usage multiples, l'ouvrage est implanté à Ouled-Yaich Blida, qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le classement des zones établi par le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé **CBA93**, **BAEL91**, et aux règles parasismiques **RPA99 version 2003**.

I.2. Présentation De L'ouvrage :

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un hôtel constitué d'un seul bloc. Cette structure se compose de :

- 1^{er} et 2^{ème} sous-sols (parking).
- Le 3^{ème} sous-sols (stockage, locaux techniques et bache d'eau).
- RDC (salon, bureaux, réception, cafeteria, centre commercial).
- 01 étages (salon, salle de conférence).
- 06 étages : du 2^{ème} au 7^{ème} (chambres).
- 8^{ème} étage (restaurant).
- 01 terrasse inaccessible.
- 02 Cages d'escalier et ascenseur et monte-charge.

I.2.1. Caractéristiques géométriques :

Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment.....30,7 m.
- Hauteur du sous-sol3,06 m.
- Hauteur du rez-de-chaussée5,62 m.
- Hauteur du étages courant.....3,06 m.

Dimensions en plan :

- Longueur totale en plan25.5002 m.
- Largeur totale en plan13.50 m.

I.2.2. Ossature :

L'hôtel est assuré par une structure résistante constituée de portiques contreventés par des voiles suivant qui assure la rigidité et la stabilité de la structure.

Donc selon (**RPA 99 version 2003**) le système de contreventement de l'hôtel est un système de contreventement par des voiles et des portiques.

I.2.3. Classification de l'hôtel selon (**RPA 99 versions 2003**) :

L'hôtel est un ouvrage classé dans le "**groupe B2**", car il est à usage multiples dont la hauteur ne dépasse pas **48 m**.

I.2.4. Plancher :

Les planchers, étant considérés comme des diaphragmes rigides, d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

Dans notre projet (hôtel), on a un seul type de plancher :

- Plancher à dalle pleine.

I.2.5. Escalier :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

Dans notre bâtiment, on a un type d'escalier :

- Escaliers avec palier qui sont constituées de deux volées.

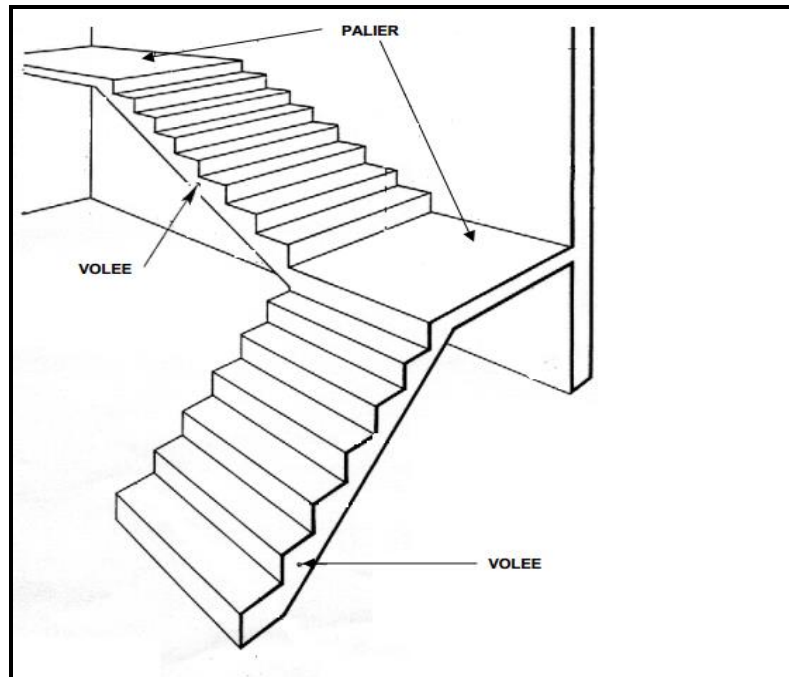


Figure I.1 : Escaliers.

I.2.6 Terrasse :

Notre structure comporte un seul type de terrasse :

- Terrasse inaccessible.

I.2.7. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (**15 cm** et **10 cm** d'épaisseur) séparée par une âme d'air de **5 cm** d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de **10 cm** d'épaisseur.

I.2.8 Acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'une acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.2.9. Infrastructure :

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- * Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- * Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
- * La contrainte admissible du sol est de **2.5 bars (selon un rapport de sol)**.
- * La catégorie de site S_3 : site meuble.

I.3. Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (*BAEL91*) et à la réglementation en vigueur en Algérie (*RPA 99 version 2003* et *CBA93*).

I.3.1. Béton :

a. Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (gravier, sable) et d'eau. Il résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

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

1. une résistance mécanique élevée.
 2. un retrait minimum.
 3. une bonne tenue dans le temps.
- **Granulats** : pour un béton normal les dimensions des granulats sont compris entre : $0,2\text{mm} < C_g < 25\text{mm}$.
 - **Liants** : le liant le plus couramment utilisé pour un béton normal est le ciment portland artificiel de classe 32,5 (CEMI).
 - **L'eau** : l'eau utilisée dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté de matière organique.
 - **Sable** : sable noir 0/3, il a été utilisé pour la construction et le sable jaune qui a été utilisé pour la maçonnerie.

b. Résistance du béton :

Béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «j» jours.

b.1. Résistance à la compression:

Le béton est défini par une valeur de sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de **28 jours**. Celle-ci, notée f_{c28} . Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16x32) dont la hauteur est double du diamètre et de section 200 cm^2 .

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$$

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

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour les ouvrages courants on admet une résistance à la compression : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

b.2. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction à «j» jours notée par « f_{tj} », elle est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa}) [1]$$

Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$, on trouve $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$

c. Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte application, connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinale ».

c.1. Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :

Sous des contraintes normales d'une courte durée (inférieure à 24 heures), on admet qu'à **j jours**, le module d'élasticité instantané du béton est égale à :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} \quad \text{Donc : } E_{ij} = 34179.558 \text{ MPa} \quad [1]$$

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression à **j jours**. (MPa)

c.2. Module d'élasticité différé « E_{vj} » :

Sous des contraintes de longue durée d'application, on admet qu'à **j jours**, le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} \quad \text{Donc : } E_{vj} = 11496.76 \text{ MPa} \quad [1]$$

d. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta l/l}{\Delta l/l} = \frac{\text{Allongement relatif dans le sens transversale}}{\text{Raccourcissement relatif longitudinale}}$$

• **E.L.U :**

$\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré) .

• **E.L.S :**

$\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

e. Poids volumique :

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

f. Les contraintes limites de calcul :**f.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):**

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

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad [1]$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bc} = 22.17 \text{ MPa}$

θ = coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

- Si $t > 24h$ \longrightarrow $\theta = 1$
- Si $1 h < t < 24 h$ \longrightarrow $\theta = 0,9$
- Si $t < 1 h$ \longrightarrow $\theta = 0,85$

Avec : t = durée d'application de l'action considérée en heures. .

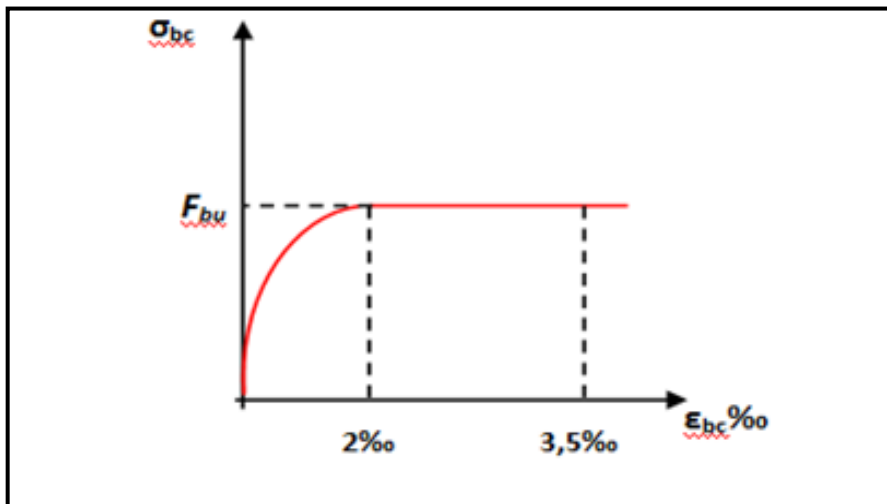


Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à ELU.

f.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

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

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

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$

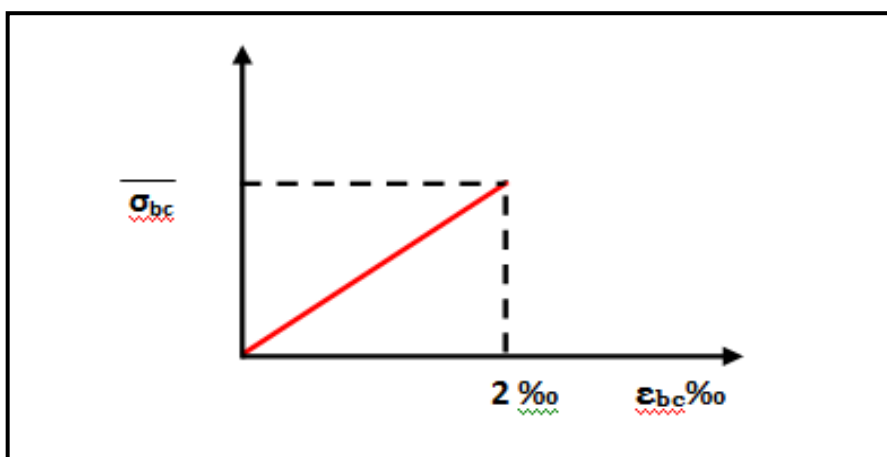


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton à ELS.

I.3.2. ACIERS :

A fin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses (\emptyset) : **FeE240**
- Barres à haute adhérences (HA) : **FeE500**
- Treillis soudés (TS) : **TLE520** $\emptyset=6\text{ mm}$ pour les dalles.

a. Les limites élastiques :

- Les ronds lisses (R.L): ($f_e= 235\text{ MPa}$)
- Barres à haute adhérence (HA) : $f_e = 500\text{ MPa}$.
- Treillis soudés (TS) : $f_e= 520\text{MPa}$.

b. Module d'élasticité des aciers :

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

$$E_s = 2,1.10^5\text{ MPa}$$

c. Les contraintes limites de calcul :

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:

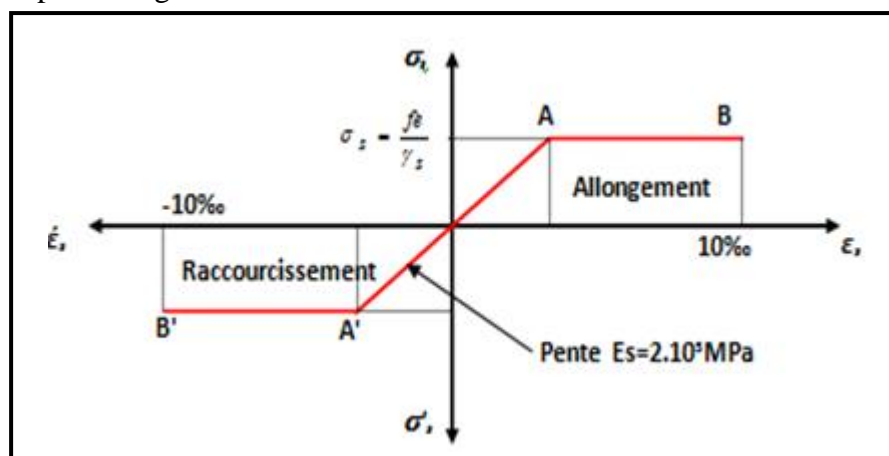


Figure I.4: Diagramme contrainte-déformation de l'acier à ELU.

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

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

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers FeE500 on a : $\varepsilon_{es} = \frac{500}{1,15 \times 2,1 \cdot 10^5} = 2,07 \text{‰}$

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

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

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right)$ [1]
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \text{Min} \left(\frac{1}{2} f_e, \max(200; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right)$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

d. Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté " n " est le rapport de : $\boxed{\frac{E_s}{E_b} = 15}$

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.4. Hypothèses de calcul :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes:

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à **3,5 ‰** en flexion simple ou composée et à **2‰** dans la compression simple .
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à **10‰**.
- La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ est égale à :

$$\diamond \text{ Rond lisse } \begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\diamond \text{ Haute adhérence } \begin{cases} \sigma_s = 434,78 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 500 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

- Allongement de rupture : $\varepsilon_s = 10\%$

CHAPITRE II

PRÉ DIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction :

Le but du pré-dimensionnement est de définir les dimensions des éléments résistants de la structure et de déterminer les différentes charges et surcharges agissant sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage. Ces dimensions sont choisies selon les formules du **RPA99 V2003**, **CBA93** et **BAEL 91 modifié 99**.

Les résultats obtenus peuvent être modifiés après les vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux dont leur épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan et peuvent reposer sur 2, 3 et 4 appuis.

a) Plancher à dalle pleine :

L'épaisseur de la dalle dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

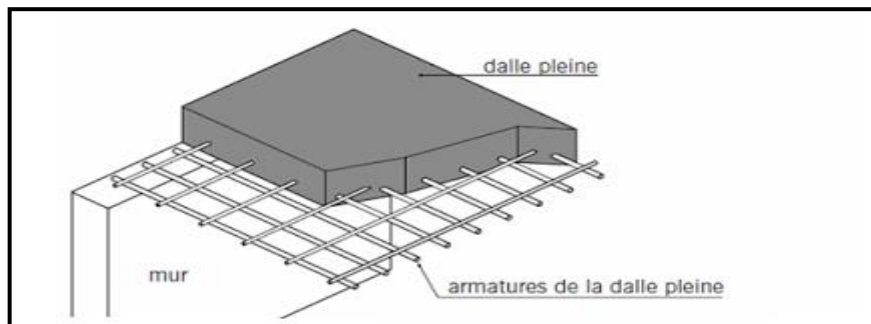


Figure II.1 : Détails d'un plancher à dalle pleine.

On déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- **Résistance au feu :**

Le coupe-feu est obtenu par la dalle de compression. Autrement, plus on augmente l'épaisseur de béton plus le plancher est résistant au feu.

$e = 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe - feu

$e = 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe – feu

Alors, on admet : $e = 11 \text{ cm}$.

- **Résistance à la flexion :**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis :

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

[6]

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

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

Avec :

e = Epaisseur de la dalle pleine.

L_x = La petite portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

$L_x = 5,10$ m

La dalle repose sur quatre appuis

On aura donc : $10.2 \leq e \leq 12.75$ (cm) \longleftrightarrow On admet : **$e = 11$ cm.**

- **Isolation phonique :**

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique. [3]

Soit : **$e = 15$ cm.**

Donc pour la dalle pleine, et d'après les conditions précédentes on choisit une épaisseur de **15cm.**

II.3. Evaluation des charges :

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage, selon le DTR B.C.2.2. [4]

II.3.1 Charges permanentes :

A) Terrasse inaccessible :

Tableau II.1 : Composition de la terrasse (inaccessible).

Matière	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	ρ (KN/m ²)
1. Gravier de protection	0,05	18	0,90
2. Forme de pente	0,1	22	2,20
3. Etanchéité multicouche	/	/	0,12
4. Isolation thermique	0,04	04	0,16
5. Plancher à dalle pleine	0,15	25	3,75
6. Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
$\sum \rho = G$			7,33KN/m²

B) Etage Courant :**Tableau II.2 :** Composition du plancher courant.

Matière	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	ρ (KN/m ²)
1. Carrelage	0,02	20	0,40
2. Mortier de pose	0,02	20	0,40
3. Lit de sable	0,02	18	0,36
4. Plancher à dalle pleine	0,15	25	3,75
5. Cloisons légères	/	/	1,00
6. Enduit en plâtre	0,02	12	0,24
$\Sigma \rho = G$			6,15 KN/m²

C) Dalle pleine (les 3 sous-sols) :**Tableau II.3:** Composition de la dalle pleine.

Matière	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	ρ (KN/m ²)
1. Mortier de pose	0,02	20	0,40
2. Lit de sable	0,03	18	0,54
3. Dalle pleine	0,15	25	3,75
4. Plafond Enduit en ciment	0,02	18	0,36
$\Sigma \rho = G$			5,05 KN/m²

D) Mur extérieur (double cloisons)**Tableau II.4:** Composition de mur extérieur.

Matière	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	ρ (KN/m ²)
1. Enduit intérieur au plâtre	0,02	10	0,20
2. Briques creuses	0,10	09	0,90
3. L'âme d'air	0,05	00	0,00
4. Briques creuses	0,15	09	1,35
5. Enduit extérieur en ciment	0,02	18	0,36
$\Sigma \rho = G$			2,81 KN/m²

E) Mur intérieur :

Tableau II.5: Composition de mur intérieur.

Matière	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	ρ (KN/m ²)
1. Enduit au plâtre	0,01	10	0,10
2. Briques creuses	0,09	09	0,81
3. Enduit au plâtre	0,01	10	0,10
		$\Sigma \rho = G$	1,0 KN/m²

II.3.2 Charges d'exploitations :

Tableau II.6: Charges d'exploitations.

1) Acrotère	Q=1,0 KN/m ²
2) Plancher terrasse inaccessible	Q= 1,0 KN/m ²
3) Plancher 8 étages	Q= 2,5 KN/m ²
4) Plancher étage courant	Q= 1,5 KN/m ²
5) Plancher 1 ^{er}	Q= 4,0 KN/m ²
6) Plancher RDC	Q= 5,0 KN/m ²
7) Plancher 1 ^{er} et 2 ^{ème} sous-sol	Q= 2,5 KN/m ²
8) Plancher 3 ^{ème} sous-sol	Q= 6,0 KN/m ²
9) Escaliers	Q= 2,5 KN/m ²
10) Parking (sous-sol)	Q= 2,5 KN/m ²

II.4 Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé et ont pour but de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmis par les planchers.

Leur pré-dimensionnement se base sur les étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules données par le **BAEL91 modifié 99**.
- Vérification des dimensions (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien **RPA99 version 2003**.

- **Selon le BAEL91 modifié 99 : [1]**

- 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 : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : La plus grande portée de la poutre entre nus d'appuis.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

- **Selon le RPA99 version 2003 : [2]**

- La hauteur **h** de la poutre doit être : $h \geq 30cm$.
- La largeur **b** de la poutre doit être : $b \geq 20cm$.
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$
- On a :

$$1\text{-Poutre principale} \begin{cases} L = 5,40 \text{ m.} \\ L = 5,22 \text{ m.} \end{cases}$$

$$2\text{- Poutre secondaire} \begin{cases} L = 5,20 \text{ m.} \\ L = 5,00 \text{ m.} \end{cases}$$

Tableau II.7: Pré-dimensionnement des poutres.

Selon le BAEL91 (pré -dimensionnement) [1]				
Poutre principale			Poutre secondaire	
$L/15 \leq h \leq L/10$	L =5.40 m $36 \leq h \leq 54$ (cm) h=50cm	L =5.22 m $34.8 \leq h \leq 52.2$ (cm) h=45cm	L =5.20 m $34.7 \leq h \leq 52$ (cm) h=45cm	L =5.00 m $33.3 \leq h \leq 50$ (cm) h=45cm
$0.3h \leq b \leq 0.7h$	$15 \leq b \leq 35$ (cm) b= 30cm	$12 \leq b \leq 28$ (cm) b= 30cm	$12 \leq b \leq 28$ (cm) b= 30cm	$12 \leq b \leq 28$ (cm) b= 30cm
Selon le RPA99/V2003 (vérification)[2]				
• $h \geq 30$ cm	$h=50 \geq 30$ (cm)	$h=45 \geq 30$ (cm)	$h=45 \geq 30$ (cm)	$h=45 \geq 30$ (cm)
• $b \geq 20$ cm	$b=30 \geq 20$ (cm)	$b=30 \geq 20$ (cm)	$b=30 \geq 20$ (cm)	$b=30 \geq 20$ (cm)
• $h/b \geq 4$	$50/30=1.67 \leq 4$	$45/30=1.5 \leq 4$	$45/30=1.5 \leq 4$	$45/30=1.5 \leq 4$
Condition de rigidité				
$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$	$0.0926 > 0.0625$	$0.0862 > 0.0625$	$0.0865 > 0.0625$	$0.09 > 0.0625$

II.5 Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface de plancher chargé lui revenant et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge, on appliquera la loi de dégression des charges d'exploitations.

II.5.1 Procédure de pré-dimensionnement :

Le Pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

- ✓ Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- ✓ Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- ✓ La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- ✓ La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « RPA99 version 2003 ».

❖ D'après l'article B.8.4.1 du BAEL91 :

La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \quad [1]$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$.
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).
- λ : Elancement d'EULER : $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- L_f : Longueur de flambement : $L_f = k l_0$
- i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- I : Moment d'inertie de la section : $I = \frac{b \cdot a^3}{12}$
- B : Surface de la section du béton : $a \times b$
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$)..... situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$)..... situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 500$ MPa).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 30$ MPa).
- A_s' : Section d'acier comprimée.
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [$Br = (a - 0,02)(b - 0,02)$] m².
- $\left(a = \frac{L_f}{10} \right)$
- $Br = (a - 0,02)^2 \longrightarrow a = b = \sqrt{Br} + 2 \quad (\text{cm})$

❖ Selon le BAEL 91 modifié 99 : [1]

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{array} \right.$$

Selon BAEL, on prend comme hypothèse $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

La section réduite du poteau est donnée par l'équation suivante :

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

En faisant l'application numérique B_r sera égale à : $B_r \geq 0,062 \cdot N_u$

* Le minimum requis par le « RPA99 version 2003 » [2]

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum

- Poteaux carrés

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

Avec : (a ;b) : Dimensions de la section.

h_e : Hauteur d'étage.

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

❖ Vérification à l'ELS :

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

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

- N_{ser} : effort normal à l'ELS ($N_{\text{ser}} = N_G + N_Q$).
- B : section de béton du poteau.
- A_s : section des armatures ($A_s = 1\% B$),

- n : coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$.
- σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS.
- En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

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

Calcul des poteaux :

Les poteaux les plus sollicités sont :

Tableau II.8: Surface reprise par chaque poteau.

Type de poteau	Surface (m ²)
Poteau central	18,9

II.5.2 Evaluation de l'effort normal ultime :

a. Loi de dégression :

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

Donnée par **DTR.B.C.2.2**

Avec :

$$Q_{0+} + \frac{3+n}{2n} \cdot (Q) \quad \text{pour } n \geq 5$$

- n : nombre d'étage.
- Q_0 : la charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.
- $Q_0 = 1 \text{ KN/m}^2$ (Terrasse inaccessible).
- $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ (8^{ème} étages).
- $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ (étages courants).
- $Q = 4 \text{ KN/m}^2$ (1^{er} étage).
- $Q = 5 \text{ KN/m}^2$ (RDC).
- $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ (1^{er} et 2^{ème} sous-sol).
- $Q = 6 \text{ KN/m}^2$ (3^{ème} sous-sol).

Tableau II.9 : Dégression des surcharges.

Niveau des plancher	Surcharge	Σ Surcharge	Σ Surcharge (KN/m ²)
Terrasse	Q ₀	$\Sigma_{0=}$ Q ₀	01,00
8	Q ₁	$\Sigma_{1=}$ Q ₀ +Q ₁	03,50
7	Q ₂	$\Sigma_{2=}$ Q ₀ +0,95 (Q ₁ +Q ₂)	04,80
6	Q ₃	$\Sigma_{3=}$ Q ₀ +0,90 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	05,95
5	Q ₄	$\Sigma_{4=}$ Q ₀ +0,85 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	06,95
4	Q ₅	$\Sigma_{5=}$ Q ₀ +0,80 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	07,80
3	Q ₆	$\Sigma_{6=}$ Q ₀ +0,75 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	08,50
2	Q ₇	$\Sigma_{7=}$ Q ₀ +0,714 (Q ₁ +.....+Q ₇)	09,21
1	Q ₈	$\Sigma_{8=}$ Q ₀ +0,688 (Q ₁ +.....+Q ₈)	11,66
RDC	Q ₉	$\Sigma_{9=}$ Q ₀ +0,667 (Q ₁ +.....+Q ₉)	14,67
Sous-sol 1	Q ₁₀	$\Sigma_{10=}$ Q ₀ +0,65 (Q ₁ +.....+Q ₁₀)	15,95
Sous-sol 2	Q ₁₁	$\Sigma_{11=}$ Q ₀ +0,636 (Q ₁ +.....+Q ₁₁)	17,22
Sous-sol 3	Q ₁₂	$\Sigma_{12=}$ Q ₀ +0,625 (Q ₁ +.....+Q ₁₂)	20,69

b- Descente de charges :

1. Poteau central :

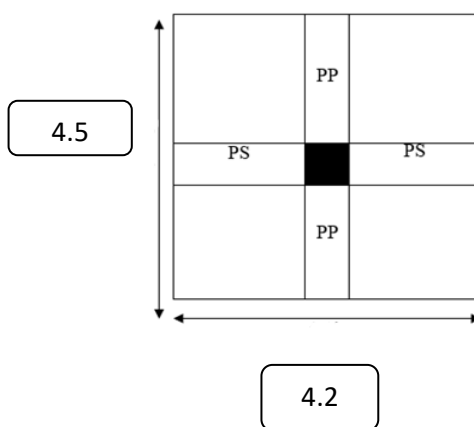


Figure II.2 : surface reprise par le poteau central.

• Niveau 8^{ème} étage : S= 18,9 m²

Plancher..... 18,9 × 7,33 = 138,54 KN.

Poutre principale..... 0,30 × 0,35 × 25 × 4,5 = 11,81 KN.

Poutre secondaire.....0,30 × 0,3 × 25 × 4,2 = 9,45 KN.

Poids du poteau 25 × 2,56 × (0,3)² = 5,76 KN.

$$G_8 \text{ étages} = 165,56 \text{ KN.}$$

- **Niveau étage courant (du 7^{ème} jusqu'au 1^{er} étage) : S= 18,9 m²**

Plancher..... $18,9 \times 6,15 = 116,24$ KN.

Poutre principale..... $0,30 \times 0,35 \times 25 \times 4,5 = 11,81$ KN.

Poutre secondaire..... $0,30 \times 0,3 \times 25 \times 4,2 = 9,45$ KN.

Poids du poteau $25 \times 2,56 \times (0,3)^2 = 5,76$ KN.

$$G_{\text{Etages courants}} = 143,26 \text{ KN}$$

- **Niveau RDC : S=18,9 m²**

Plancher..... $18,9 \times 6,15 = 116,24$ KN.

Poutre principale..... $0,30 \times 0,35 \times 25 \times 4,5 = 11,81$ KN.

Poutre secondaire..... $0,30 \times 0,3 \times 25 \times 4,2 = 9,45$ KN.

Poids du poteau $25 \times 2,56 \times (0,3)^2 = 11,52$ KN.

$$G_{\text{RDC}} = 149,02 \text{ KN.}$$

- **Niveau plancher sous-sol : S = 18,9 m²**

Plancher..... $18,9 \times 5,62 = 106,22$ KN.

Poutre principale..... $0,30 \times 0,35 \times 25 \times 4,5 = 11,81$ KN.

Poutre secondaire..... $0,30 \times 0,3 \times 25 \times 4,2 = 9,45$ KN.

Poids du poteau $25 \times 2,56 \times (0,3)^2 = 5,76$ KN.

$$G_{\text{sous-sol}} = 133,24 \text{ KN}$$

- Charges permanentes (G) :

Tableau II.10 : La descente des charges permanentes (Poteau central).

Etage	Charge permanent de chaque Niv	G cumulé
8	165.56	176.49
7	143.26	308.82
6	143.26	452.08
5	143.26	595.34
4	143.26	738.6
3	143.26	881.86
2	143.26	1025.12
1	143.26	1168.38
RDC	149.02	1317.4
Sous-sol 1	133.24	1450.64
Sous-sol 2	133.24	1583.88
Sous-sol 3	133.24	1717.12

- Charges d'exploitation (Q)

Tableau II.11 : La descente des charges verticales d'exploitation (Poteau central).

Etage	Surface	Surcharge	Q (kN)
8	18.9	01.00	18.9
7	18.9	03.50	66.15
6	18.9	04.80	90.72
5	18.9	05.95	112.46
4	18.9	06.95	131.36
3	18.9	07.80	147.42
2	18.9	08.50	160.65
1	18.9	09.21	174.07
RDC	18.9	11.66	220.38
Sous-sol 1	18.9	14.67	277.27
Sous-sol 2	18.9	15.95	301.46
Sous-sol 3	18.9	17.22	325.46

- Les résultats et le choix final des poteaux centraux sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.12 : choix final des poteaux centraux.

Choix des sections des poteaux centraux				
Niveau	Nu (kN)	Br (cm²)	a=b (cm)	Choix
8	266.6115	175.96359	13.27	30 x 30
7	516.132	340.64712	18.46	30 x 30
6	746.388	492.61608	22.2	30 x 30
5	972.399	641.78334	25.34	30 x 30
4	1194.15	788.139	28.08	30 x 30
3	1411.641	931.68306	30.53	35 x 35
2	1624.887	1072.42542	32.75	35 x 35
1	1838.418	1213.35588	35.84	40 x 40
RDC	2109.06	1391.9796	37.31	40 x 40
S-S 1	2374.269	1567.01754	39.59	40 x 40
S-S 2	2590.428	1709.68248	41.35	45 x 45
S-S 3	2806.302	1852.15932	43.04	45 x 45

Tableau II.13 : Vérification de critère de résistance et Vérification poteaux centraux à l'ELS.

Niveau	poteaux centraux			fu	0.6 x fc28	Verification
	Nu/B	Ns	Ns/1.15B			
8	2.17643	195.39	1.38698	17	18	Verifiée
7	3.22583	374.97	2.03789	17	18	Verifiée
6	3.68587	542.8	2.33087	17	18	Verifiée
5	4.80198	707.8	3.0394	17	18	Verifiée
4	5.89704	869.96	3.73574	17	18	Verifiée
3	5.64657	1029.28	3.58011	17	18	Verifiée
2	6.49955	1185.77	4.12442	17	18	Verifiée
1	6.07742	1342.45	3.85901	17	18	Verifiée
RDC	6.9721	1537.78	4.4205	17	18	Verifiée
S-S 1	7.84883	1727.91	4.96705	17	18	Verifiée
S-S 2	8.5634	1885.34	5.4196	17	18	Verifiée
S-S 3	9.27704	2042.58	5.8716	17	18	Verifiée

II.6 Pré-dimensionnement des voiles :

Introduction :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de **RPA 99 versions 2003**.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles qui assurent le contreventement sont supposés être pleins.

D'après le **RPA 99 article 7.7.1** les voiles sont considérés comme éléments satisfaisants à la condition : $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

a : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15cm de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

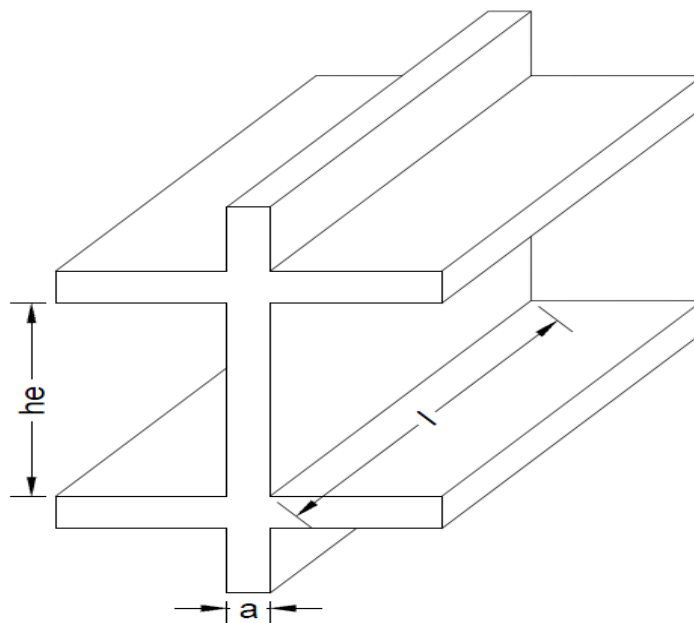


Figure II.3 : Schéma de voile.

Dans notre cas :

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; h_e / 22 \right\}$$

Avec:

h_e = Hauteur d'étage.

a_{\min} = Epaisseur du voile.

- **Pour le RDC:**

$$h_e = 5.62 - 0.5 = 5.12\text{m} \longrightarrow a > \frac{h_e}{22} = 23.27 \text{ cm.}$$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 23.27 \text{ cm} \right\}$$

$$a_{\min} \geq 23.27 \text{ cm.}$$

Donc : on prend **e = 25 cm**

- **Vérification de la longueur :**

$$L_{\min} \geq 4a \longrightarrow L_{\min} \geq 4 \times 25 = 100 \text{ cm.}$$

Donc : on prend **L_{min} = 100 cm.**

- **Pour les étages courants :**

$$h_e = 3.06 - 0.5 = 2.66 \text{ m} \longrightarrow a > \frac{h_e}{22} = 12.09 \text{ cm.}$$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 12.09 \text{ cm} \right\}$$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm.}$$

Donc : on prend **e = 20 cm**

- **Vérification de la longueur :**

$$L_{\min} \geq 4a \longrightarrow L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm.}$$

Donc : on prend **L_{min} = 80 cm.**

CHAPITRE III

CALCUL DES ÉLÉMENTS

SECONDAIRE

III.1. Introduction:

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement à la résistance de l'ossature.

Nous considérons dans ce chapitre l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment, l'acrotère, les escaliers et les planchers.

- 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. Acrotère :**III.2.1. Définition et principe de calcul :**

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{kN/ml}$.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{cm}$.
- Hauteur $H=60\text{cm}$.
- Epaisseur $e=10\text{cm}$.

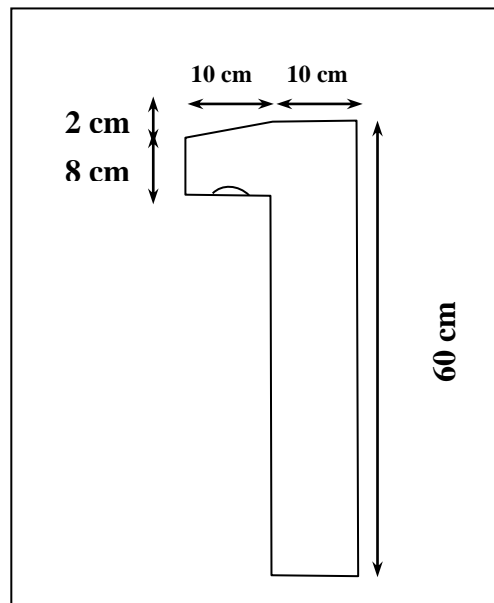


Figure III.1.: Schéma représentatif de l'acrotère

III.2.2. Evaluation des charges :

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

b-Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069\text{m}^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G_{p,p} = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725\text{kN/ml}$$

- Revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=18\text{kN/m}^3$) ;
 $G_{R.C} = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 18 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,504\text{kN/ml}$
 $\Rightarrow G = G_{p,p} + G_{R.C} = 2,229\text{KN / ml}$

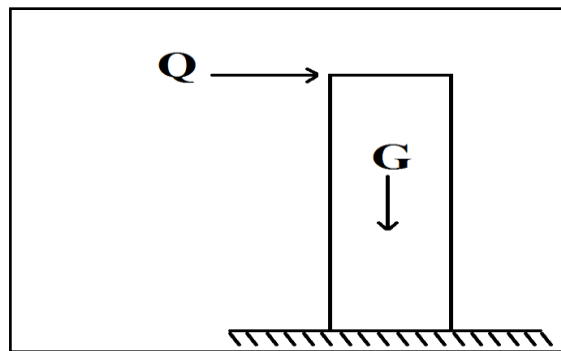


Figure .III.2: Sollicitation de l’acrotère.

c-L’action des forces horizontales Q_h (F_p) [2]

L’action des forces horizontales est donnée par la formule suivant :

$$F_p = 4AC_p W_p$$

Avec :

A : Coefficient d’accélération de zone obtenu dans le **tableau (4-1)** RPA(99) 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) RPA(99) (élément console)

..... [$C_p=0,8$]

W_p : Poids de l’acrotère = $2,117\text{kN}$

$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,229 = 1,78\text{kN}$

$$Q_u = \text{Max}(1,5Q; F_p) \rightarrow \left. \begin{matrix} F_p = 1,78\text{kN} \\ 1,5Q = 1,5\text{kN} \end{matrix} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,78\text{kN}.$$

pour une bande de 1m de largeur $\left\{ \begin{matrix} G = 2,229\text{kN/ml} \\ Q = 1,78\text{KN/ml} \end{matrix} \right.$

III.2.3.Calcul des efforts:

Pour une bande de 1m de largeur

E.L.U

$N_u = 1,35G = 3,009\text{kN}$

$M_u = 1,5Q \cdot h = 1,60\text{kN.m}$

$T_u = 1,5Q = 2,671\text{k}$

E.L.S

$N_{ser} = G = 2,229\text{kN}$

$M_{ser} = Q \cdot h = 1,068\text{kNm}$

$T_{ser} = Q_h = 1,78\text{kN}$

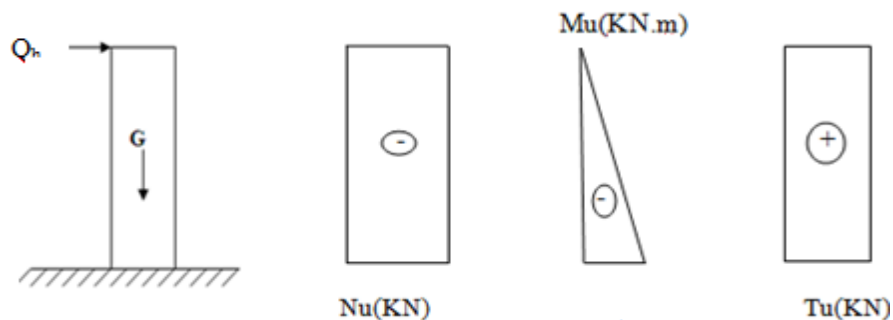


Figure III.3 : Diagrammes des efforts à L’ELU

III.2.4. Ferrailage de la section de l'acrotère:

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

Données :

$h = 10 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$, $d = 8 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $M_u = 1,60 \text{ kN.m}$, $N_u = 3,009 \text{ kN}$, $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$, $c = c' = 2 \text{ cm}$; $F_e = 500 \text{ MPa}$.

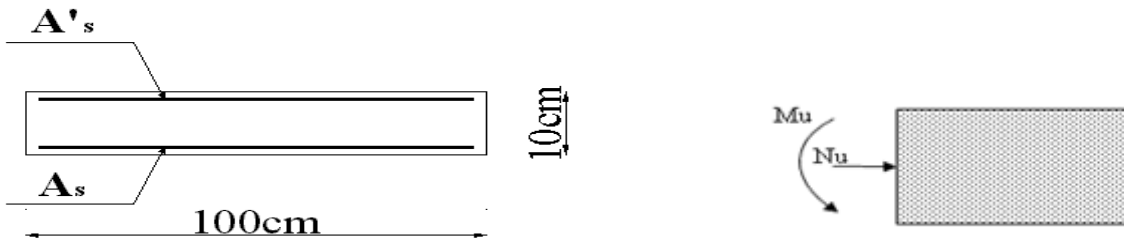


Figure III.4 : Section de calcul de l'acrotère

✓ **Calcul de l'excentricité :**

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,60}{3,009} = 53,17 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

On calcule ψ_1 :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}} = \frac{3,009 \cdot 10^3}{1 \times 0,1 \times 14,17 \cdot 10^6} = 2,12 \cdot 10^{-3} < 0,81$$

$\xi = f(\psi_1) \Rightarrow$ D'après le tableau, on trouve : $\xi = 0,1666$.

$e_{nc} = \xi \times h = 0,1666 \times 10 = 1,666 \text{ cm}$.

$\rightarrow e_0 > e_{nc} \Rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée et l'état Limite ultime n'est pas atteint. (SPC)

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

- Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

✓ **Calcul du moment fictif « M_f »**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,60 + 3,009(0,1/2 - 0,02) = 1,69 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{1,69}{1 \times 0,09^2 \times 14,17 \times 10^3} = 0,014$$

$\mu < \mu_R = 0,371 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont nécessaires.

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

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,93 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,017 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = \frac{1,69 \times 10^6}{89,3 \times 435} = 43,50 \text{ mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 36,58 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,36 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.2.5. Vérification de la section d'acier selon : « BAEL 91 Modifié 99 »

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 0,87 \text{ cm}^2 \} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc : nous optons finalement pour **6T6=1,70 cm²**

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

❖ armatures de répartitions

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425 \text{ cm}^2$$

Nous choisissons **4T6=1,13 cm²** avec un espacement

$$S_t = \frac{60-5}{3} = \frac{55}{3} = 18,33 \text{ cm} \Rightarrow S_t \approx 18 \text{ cm.}$$

III.2.6. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 47,91 \text{ cm}$$

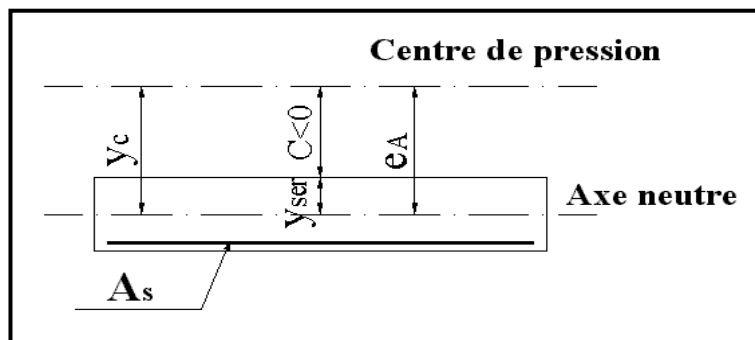


Figure III.5 : Distance de l'axe neutre.

On a :

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (SPC).}$$

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

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 51,91 \text{ cm} \Rightarrow C = -42,91 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** », on doit résoudre l'équation suivant :

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

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

Avec :

$$n = 15 \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5535,24 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 151828,24 \end{array} \right.$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -2,07 \cdot 10^9$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,96 \Rightarrow \varphi = 163,74^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,91$$

$$y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -85,52 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 49,79 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 35,74 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 46,79 \text{ cm}$

Car : $0 < y_{\text{ser}} = y_c + c < d$

$$0 < y_{\text{ser}} = 46,79 - 42,99 = 3,8 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} y_{\text{ser}} = 3,8 \text{ cm} \\ y_c = 46,79 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_{\text{ser}}^3 + n \left[A_s (d - y_{\text{ser}})^2 + A'_s (y_{\text{ser}} - c')^2 \right] = 2361,50 \text{cm}^4 \quad \text{avec } n = 15$$

• **Vérification des contraintes :**• **Contrainte du béton :**

$$\sigma_{\text{bc}} = \left(\frac{N_{\text{ser}}}{I} y_c \right) y_{\text{ser}} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = \left(\frac{2,229 \cdot 10^3 \times 46,79 \cdot 10}{2361,50 \cdot 10^4} \right) \times 3,8 \times 10 = 1,68 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Contraintes de l'acier :**

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

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

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

$$\sigma_s = 26,43 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 11,33 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.2.7. Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 f_{c28}; 4 \text{MPa} \} = 2,5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,67 \cdot 10^3}{90 \cdot 10^3} = 0,029 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.2.8. Ferrailage de l'acrotère :

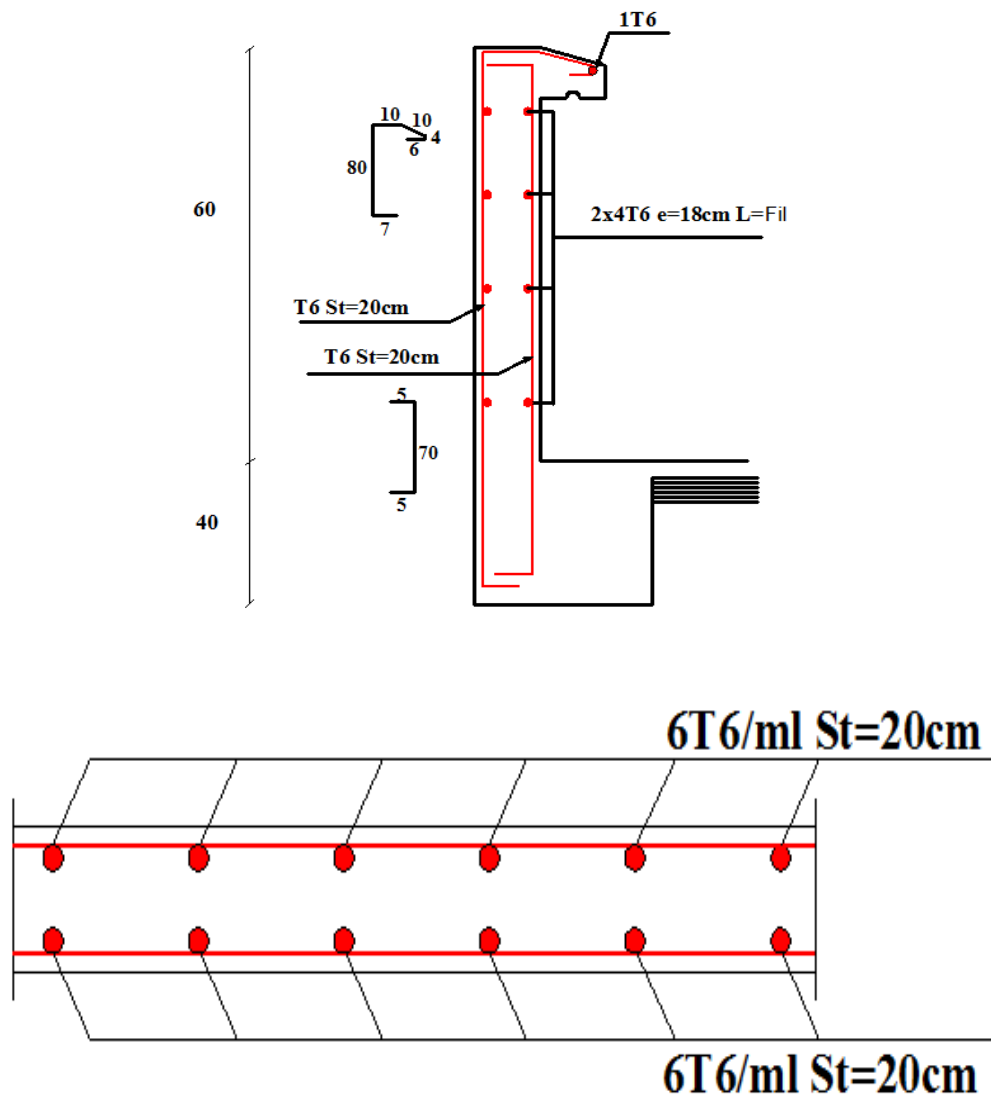


Figure III.6. Ferrailage de l'acrotère

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.

III.3.2. Définitions des éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

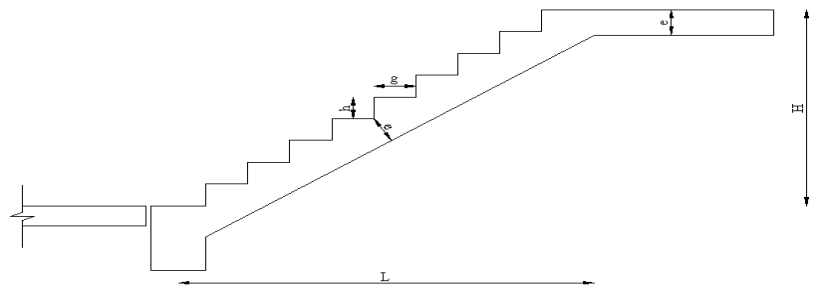


Figure. III.7 : Dimensions de l'escalier.

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

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

$2h+g=64$ (1)

$n \times h = H$ (2)

$(n-1)g=L$ (3)

Avec :

n : Le nombre des contre marches

(n-1) : Le nombre des marches

Dans notre structure on a un escalier balancé.%

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

Avec :

n : La racine de l'équation

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

$64n^2 - 1132n + 648=0$

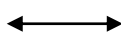
On prend :

- le nombre de contre marche n=18

- le nombre des marchesn-1=17

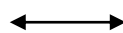
Alors :

$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{19} = 17 \text{ cm}$



h= 17cm

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



g= 30cm

Vérification de l'équation de «BLONDEL» :

$$\left\{ \begin{array}{l} (59 \leq g + 2h \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{array} \right. \longleftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2h + g = 64 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{array} \right. \text{ vérifiée}$$

1^{er} Volée :

▪ **Angle d'inclinaison de la pailasse :**

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

▪ **Détermination de l'épaisseur de la pailasse :**

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

Avec :

$$l = \frac{153}{\sin \alpha} = 2.846 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 9.49 \leq e \leq 14.23 \text{ cm}$$

On prend donc l'épaisseur $e = 15 \text{ cm}$

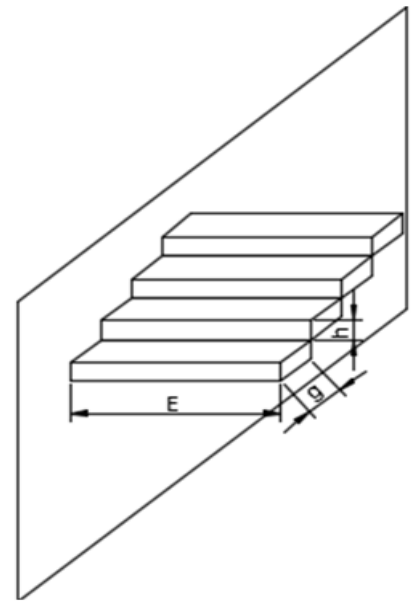


Figure. III.8 : Schéma de l'escalier.

N.B :

Le palier aura la même épaisseur que la pailasse. Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

III.3.3. Evaluation des charges :

a. Palier

a.1. Charges permanentes :

Tableau III.1 : Poids propre du palier de repose de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G				5.25

a.2. Charge d'exploitation :

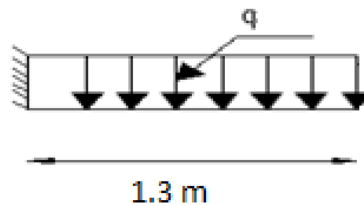
$$Q_1 = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

b. Paillasse :**b.1. Charge permanentes:****Tableau III.2:** Poids propre du Paillasse.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.15 / cos α	25	4.45
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G				8.645

b.2. Charge d'exploitation :

$$Q_2 = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

III.3.4. Schéma statique :**Figure III.9 :** schéma statique de l'escalier.**III.3.5. Combinaison de charge :****E.L.U :**

$$P_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_1$$

$$P_{u2} = 1,35G_2 + 1,5Q_2$$

E.L.S :

$$P_{ser1} = G_1 + Q_1$$

$$P_{ser2} = G_2 + Q_2$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau III.3: combinaison ELU et ELS

Combinaison	Le palier (KN/m ²)	La paillasse (KN/m ²)
ELU	10.84	18.29
ELS	7.75	13.22

III.3.5.1. Calcul des marches :

Les marches seront calculées comme des poutres de 30 cm de largeur et 17 cm de hauteur travaillant en console encastrée dans les voiles.

III.3.5.2. Calcul des efforts internes :

$$L=1.3 \text{ m} \quad \text{à ELU : } M_u = \frac{P_u \times b \times L^2}{2} = \frac{18.29 \times 0.3 \times 1.3^2}{2} = 4.37 \text{ KNm}$$

$$\text{à ELS : } M_s = \frac{P_s \times b \times L^2}{2} = \frac{13.22 \times 0.3 \times 1.3^2}{2} = 3.35 \text{ KNm}$$

III.3.5.3. Ferrailage des marches :

b = 30 cm ; h = 17 cm ; d = 13 cm ; f_c = 500 MPa ; f_{c28} = 30 MPa ; f_{t28} = 2.4 MPa

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Ferrailage des marches.

M _u (kNm)	μ	μ < μ _R	A _s ' (cm ²)	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Choix	A _t
4.37	0.051	Oui	0	0.065	12.66	0,79	0,48	3T8	1.51

III.3.5.4. Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.43 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.51 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0.43 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

b. Effort tranchant :

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

$$\bar{\tau} = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu préjudiciable)}$$

$$T_u = P_u \times b \times L = 14.49 \times 0.3 \times 1.3 = 6.65 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{6.65 \times 10^3}{130 \times 300} = 0.171 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Contraintes :

- Position de l'axe neutre :

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

- Moment d'inertie :

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

On doit vérifier que:

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

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.5 : Vérification des contraintes des marches.

Mser (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ _b	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s
3.35	1.51	3.74	2465.32	5.08	Vérifiée	188.75	215.56	Vérifiée

d. La flèche :

$$f = \frac{P_{ser} \times 0.3 \times L^4}{8 \times E_{vj} \times I} = \frac{13.22 \times 0.3 \times 1300^4}{8 \times 11496.76 \times 300 \times \frac{300 \times 130^3}{12}} = 2.24 \text{ mm} \leq f = \frac{L}{250} = \frac{1300}{250} = 5.2 \text{ mm}$$

La flèche est donc vérifiée.

III.3.6. Calcul du pallier :

Les paliers seront calculés comme des poutres de bandes égales à 1 m de largeur et 17 cm de hauteur travaillant en console encastree dans les voiles et poutres de chaînage.

III.3.7. Calcul des efforts internes :

$$L=1.3 \text{ m} \quad \text{à ELU : } M_u = \frac{P_u \times L^2}{2} = \frac{10.84 \times 1.3^2}{2} = 9.16 \text{ KNm}$$

$$\text{à ELS : } M_s = \frac{P_s \times L^2}{2} = \frac{7.75 \times 1.3^2}{2} = 6.55 \text{ KNm}$$

III.3.8. Ferrailage du pallier :

b = 100 cm ; h = 17 cm ; d = 13 cm ; f_e = 500 MPa ; f_{c28} = 30 MPa ; f_{t28} = 2.4 MPa

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Ferrailage du pallier.

M _u (kNm)	μ	μ < μ _R	A _s ' (cm ²)	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Choix	A _t
9.16	0.032	Oui	0	0.041	12.79	1.65	1.44	6T8	3.02

III.3.9. Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.02 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.44 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

b. Espacement :

$$\text{Sens x-x : } \text{esp} = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm}$$

On prend esp = 15 cm < Min (3h ; 33 cm) = 33 cm vérifiée

$$\text{Sens y-y : } \text{esp} = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm}$$

On prend esp = 15 cm < Min (3h ; 33 cm) = 33 cm vérifiée

c. Effort tranchant :

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

$$\bar{\tau} = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 3MPa \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu préjudiciable)}$$

$$T_u = P_u \times L = 10.07 \times 1.3 = 13.091 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{13.091 \times 10^3}{130 \times 1000} = 0.101 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3MPa \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

d. Contraintes :

- Position de l'axe neutre :

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

- Moment d'inertie :

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

On doit vérifier que:

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

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.7 : Vérification des contraintes du palier.

Mser (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ _b	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ _s
6.55	3.02	3.01	5429.97	3.63	Vérifiée	180.76	215.56	Vérifiée

e. La flèche :

$$f = \frac{P_{ser} \times L^4}{8 \times E_{vj} \times I} = \frac{7.75 \times 1300^4}{8 \times 11496.76 \times \frac{1000 \times 130^3}{12}} = 1.31 \text{ mm} \leq f = \frac{L}{250} = \frac{1300}{250} = 5.2 \text{ mm}$$

La flèche est donc vérifiée.

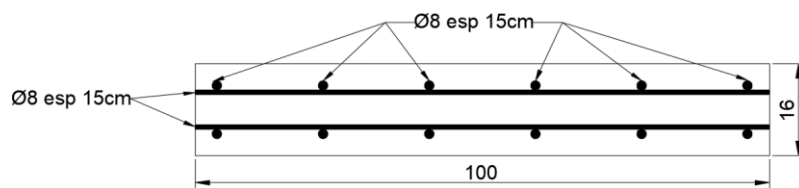


Figure III.16 : Ferrailage du palier (cm).

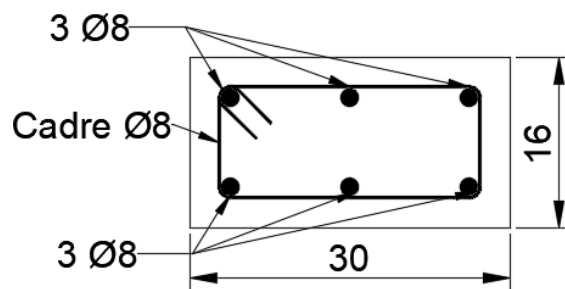


Figure III.10 : Ferrailage des marches (cm).

III.4. Plancher en dalle pleine :

- Les dalles pleines sont des éléments plans dont la dimension hors plan (épaisseur) est relativement faible par rapport aux dimensions en plan (longueur, largeur), chargés perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux ou plusieurs appuis.

Dans notre structure, nous avons deux types de dalles pleines :

- Dalles pleines de forme rectangulaire reposant sur quatre appuis (méthode forfaitaire).
- Dalles pleines de forme triangulaire reposant sur trois appuis (méthode des lignes de rupture).

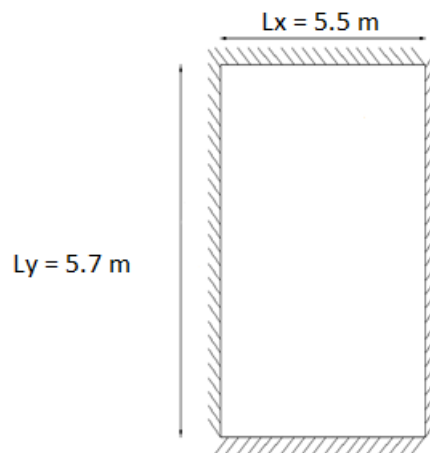
III.4.1. Dalle pleine :**III.4.1.1. Evaluation des charges :**

Figure .III.11: schéma de la dalle pleine.

$$G=6.15\text{kN/m}^2, Q=5\text{kN/m}^2.$$

ELU :

$$q_u=1,35G+1,5Q=15.8025\text{kN/m}^2$$

ELS :

$$q_{ser}=G+Q=11.15\text{kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.5}{5.7} = 0.96 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

III.4.1.2. Calcul des moments :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires.

$$\rho = 0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 19.17\text{kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 17.43\text{Nm}$$

- **Moments en travées :**
 $M_{tx}=0,75M_x=14.38\text{Nm}$
 $M_{ty}=0,75M_y=13.07\text{kNm}$
- **Moments sur appuis :**
 $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=9.59\text{kNm}$

III.4.1.3. Ferrailage de la dalle :

$b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=0,9h=13.5\text{cm}$; $f_c=500\text{MPa}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2.4\text{MPa}$; $\sigma_s=435\text{MPa}$
 Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.8 : Ferrailage de la dalle pleine.

	Sens	Mu (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	As' (cm ²)	α	Z	As cal	Choix	As adp	Esp
							(cm)	(cm ²)		(cm ²)	
Travée	x-x	14.38	0.0464	Oui	0	0.0594	13.18	2.508	5T8	5T8	20cm
	y-y	13.07	0.0422	Oui	0	0.0539	13.21	2.27	5T8	5T8	20cm
Appuis	x-x	9.59	0.031	Oui	0	0.0394	13.29	1.66	4T8	4T8	20cm
	y-y										

Espacement :

Travée :

-Sens x-x : $esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h = 45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

-Sens y-y : $esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(4h = 60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

Appuis :

-Sens x-x : $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h = 45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

-Sens y-y : $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h = 60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

III.3.1.4. Condition de non fragilité :

On a : $12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$

$h=e=15\text{cm}$; $b=100\text{cm}$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1.22\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1.2\text{cm}^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.96 \end{cases}$

Travée :

- Sens x-x : $A_x = 2.51\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1.22\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$
- Sens y-y : $A_y = 2.27\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1.2\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Appuis :

- Sens x-x : $A_x = 1.66\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1.22\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$
- Sens y-y : $A_y = 1.66\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1.2\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

III.4.1.5. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1.5MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{14.38 \times 5.5 \times 5.7}{2 \times 5.5 + 5.7} = 26.99kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 26.36kN$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 26.99kN$$

$$\tau_u = \frac{26.99 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.2MPa < \bar{\tau}_u = 1.5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

III.4.1.6. Vérification a L'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9385 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 15.99kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 15.00kNm \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 13.59kNm \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 12.75kNm \\ M_a = 0.3 M_x = 4.8kNm \end{cases}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18MPa$

$$\sigma_s = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d-y) \leq \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right\}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III.9 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	Mser (kNm)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Vérification
Travée	x-x	13.59	2.51	2.83	5041.92	5.7	18	OK
	y-y	12.75	2.51	2.83	5041.92	5.35		
Appui	x-x	4.8	2.01	2.57	4167.69	2.21	18	OK
	y-y							

c. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les deux conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément:

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{550} = 0.027 > \frac{M_t}{20 \times M_x} = \frac{13.59}{20 \times 15.99} = 0.042 \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{2.51}{100 \times 13.5} = 0.0019 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{500} = 0.004 \quad \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, il n'est donc pas nécessaire de vérifier la flèche.

III.5. Plancher en dalle pleine :**III.5.1. Dalle triangulaire :****III.5.2. Principe de la méthode des lignes de rupture :**

Cette méthode consiste à déterminer un ou plusieurs mécanismes de rupture d'un panneau de dalle qui soient cinématiquement admissibles.

La création des mécanismes de rupture se produit par plastification des aciers c'est-à-dire dès que l'allongement de l'acier entraîne alors une fissuration du béton et donc une rotule.

Le panneau de dalle est ainsi transformé en un ensemble de plaques supposées indéformables. Ces plaques vont pivoter autour des lignes d'appui sous l'effet de leur chargement.

Il existe a priori plusieurs mécanismes de rupture pour un même schéma de dalle.

On doit rechercher parmi tous les mécanismes possibles, celui qui, pour une charge extérieure donnée, donne le moment fléchissant le plus fort.

A partir de ce mécanisme de rupture, on peut calculer les armatures de la dalle en utilisant le principe de la conservation de l'énergie.

III.5.3. Hypothèse de calcul :

Les lignes de rupture, fixées par le calculateur, répondent aux règles suivantes :

- Les lignes de rupture délimitent des surfaces planes. Celles-ci restent planes après rupture.
- Les intersections des plaques sont donc droites => les lignes de rupture sont des droites.
- Les plaques pivotent autour des lignes d'appui et des lignes de rupture.
- Les lignes de rupture passent par les intersections de 2 lignes d'appui.

Lorsque 2 lignes d'appui sont parallèles, la ligne de rupture est parallèle (on se ramène à la règle précédente étant donné que des lignes parallèles ont leur intersection à l'infini).

III.4. Evaluation des charges :

- Charge permanente : $G = 6.15 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 5.00 \text{ KN/m}^2$

III.5.4.1. Combinaison des charges :

$$\text{E.L.U} : P_u = 1,35G + 1,5Q = 15.8025 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} : P_{ser} = G + Q = 11.15 \text{ KN/m}^2$$

III.5.4.2. Calcul des efforts internes :

- $x_1 = 2.25 \text{ m}$
- $x_2 = 3.77 \text{ m}$
- $x_3 = 3.77 \text{ m}$

III.5.4.3. Travail extérieur :

$$r_{ext} = \sum P_u \times S \times \delta_G$$

Avec :

P_u : Charge répartie sur la dalle.

S : Surface de la dalle.

δ_G : Déplacement du centre de gravité de la surface « S ».

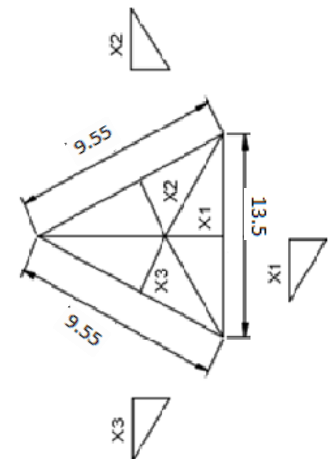


Figure III.12 : Dimensions de la dalle triangulaire (m).

On a :

$$S_1 = \frac{13.5 \times 2.25}{2} = 15.1875 \text{ m}^2 \quad \text{et} \quad \delta_{G1} = \frac{1}{3} \quad \Rightarrow \quad \tau_{ext1} = P_u \times \left(15.1875 \times \frac{1}{3}\right) = 5.0625 \times P$$

$$S_2 = \frac{9.55 \times 3.77}{2} = 18.00175 \text{ m}^2 \quad \text{et} \quad \delta_{G2} = \frac{1}{3} \quad \Rightarrow \quad \tau_{ext2} = P_u \times \left(18.00175 \times \frac{1}{3}\right) = 6.0006 \times P$$

$$S_3 = \frac{9.55 \times 3.77}{2} = 18.00175 \text{ m}^2 \quad \text{et} \quad \delta_{G3} = \frac{1}{3} \quad \Rightarrow \quad \tau_{ext3} = P_u \times \left(18.00175 \times \frac{1}{3}\right) = 6.0006 \times P$$

$$\Rightarrow \tau_{ext} = 17.0636 \times P$$

III.5.4.4. Travail intérieur :

Pour une partie de dalle le travail des forces internes est égal au produit du moment de plastification par la rotation de la partie de dalle autour de son axe et par la projection de la ligne de rupture (**L.R**) sur l'axe de rotation.

$$\tau_{int} = \sum m \times \omega \times a + \sum m' \times \omega \times a$$

Avec :

a : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.

On a :

$$\omega_1 = \frac{1}{2.25} = 0.444$$

$$\tau_{int1} = (m+m') \times 0.444 \times 13.5 = 5.994 \times (m+m')$$

$$\omega_2 = \frac{1}{3.77} = 0.265$$

$$\tau_{int2} = (m+m') \times 0.265 \times 9.55 = 2.53075 \times (m+m')$$

$$\omega_3 = \frac{1}{3.77} = 0.265$$

$$\tau_{int3} = (m+m') \times 0.265 \times 9.55 = 2.53075 \times (m+m')$$

$$\tau_{int} = 11.0555 \times (m+m')$$

Pour une dalle transformée en mécanisme : $\tau_{int} = \tau_{ext}$

$$11.0555 \times (m + m') = 17.0636 \times P \Rightarrow m + m' \Rightarrow \frac{17.0636 \times P}{11.0555} \Rightarrow m + m' = 1.54 \times P$$

On suppose que : $m' = 0.5 \times m$

On obtient : $m = 1.027 \times P$

A l'ELU on a : $P_u = 15.8025 \text{ kN/m}^2$

$$\text{On trouve : } \begin{cases} m = 16.23 \text{ kNm} \\ m' = 7.90 \text{ kNm} \end{cases}$$

A l'ELS on a : $P_{ser} = 11.15 \text{ kN/m}^2$

$$\text{On trouve : } \begin{cases} m = 11.45 \text{ kNm} \\ m' = 5.58 \text{ kN} \end{cases}$$

III.5.4.5. Ferrailage de la dalle triangulaire :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.4 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; c = c' = 3 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.10 : Ferrailage de la dalle triangulaire.

	Mu (kN.m)	μ	μ < μR	As' (cm ²)	α	Z	As cal	As adp	Choix
						(cm)	(cm ²)	(cm ²)	
Travée	16.23	0.0663	Oui	0	0.0858	11.59	2.5	1.32	5T8=2.51
Appui	11.45	0.0468	Oui	0	0.0599	11.71	2.25	1.32	5T8=2.51

III.4.4.6. Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.32 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 3,02 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.32 \text{ cm}^2$

Vérifiée.

Sur appui : $A_s = 3,02 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.32 \text{ cm}^2$

Vérifiée.

b. Espacement :

En Travée :

Sens x-x : $\text{esp} = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$

On prend $\text{esp} = 15 \text{ cm} < \text{Min}(3h ; 33 \text{ cm}) = \text{Min}(45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Vérifiée.

Sens y-y : $\text{esp} = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$

On prend $\text{esp} = 15 \text{ cm} < \text{Min}(4h ; 45 \text{ cm}) = \text{Min}(60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Vérifiée.

Sur Appuis :

Sens x-x. & y-y : $\text{esp} = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$

On prend $\text{esp} = 15 \text{ cm} < \text{Min}(4h ; 45 \text{ cm}) = \text{Min}(60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Vérifiée.

c. Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{d} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{P_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = \frac{15.8025 \times 13.5 \times 9.55}{2 \times 13.5 + 9.55} = 55.74 \text{ kN / ml}$$

$$T_y = \frac{P_u L_x}{3} = 71.11 \text{ kN / ml}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x ; T_y) = 71.11 \text{ kN / ml}$$

$$\tau_u = \frac{71.11}{120} = 0.593 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

d. Contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18MPa$

$$\sigma_s = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d-y) \leq \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right\}$$

« y » étant la solution de l'équation suivante :

$$b \times y^2 + 30 \times (A_s + A'_s) \times y - 30 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2 + 15 \times A'_s \times (y - c')^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.11 : Vérification des contraintes de la dalle triangulaire.

	Mser (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _s ≤ ξ
Travée	11.45	3,02	3.25	4615.38	6.02	Vérifiée	208.53	Vérifiée
Appuis	5.58	3,02	3.25	4615.38	3.01	Vérifiée	121.64	Vérifiée

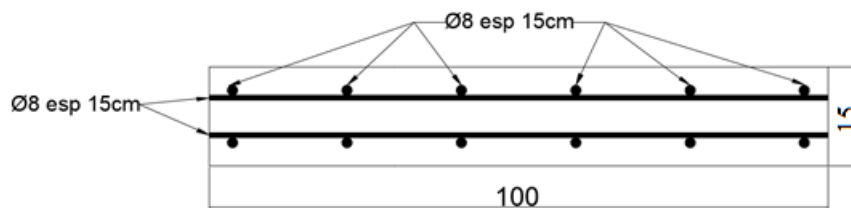


Figure III.13 : Ferrailage de la dalle triangulaire (cm).

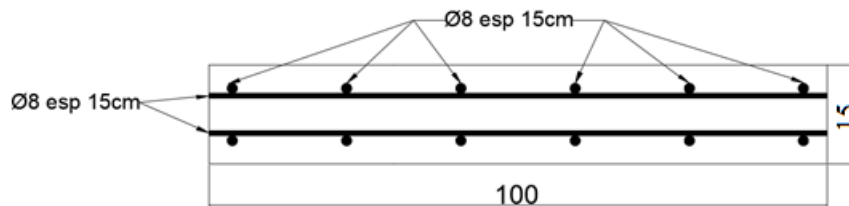


Figure III.14 : Ferrailage de la dalle rectangulaire (cm).

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction :

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage. Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique.

De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme.

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

IV.2 Etude dynamique :**IV.2.1. Introduction :**

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure, Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.2. Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de (D.D.L) fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement. En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.2.3. Caractéristiques dynamiques propres :

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

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

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

Avec : [M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\left\{ \ddot{x} \right\}$: Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

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

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre.

Ce qui est donné par :

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

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

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

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

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

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues « A_i ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω est nul c'est à dire :

$$\Delta_\omega = |[K.] - \omega^2 [M]| = 0 \dots \dots \dots (6)$$

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

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2) .

Les (n) solutions $(\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental $(\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n)$

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

IV.3. Modélisation de la structure :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose. L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelque année et qui est à notre portée : il s'agit du ETABS (version 18.0.2)

IV.3.1. Présentation du programme ETABS 18.0.2 :

ETABS 18.0.2 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau.....) et des travaux publics (ponts, tunnels...), Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique, L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

IV.3.2 Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type (Shell) à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.3.3. L'analyse :

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

Le ETABS 18 offre les possibilités d'analyses suivantes :

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

IV.3.4. Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.
- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99 version 2003 avec $(\beta=0,4)$ pour un bâtiment à usage d'habitation. (Mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.

- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

IV.3.5. Conception du contreventement vertical :

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

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

IV .4. Etude sismique :

IV.4.1. Stratégie du calcul sismique :

Le choix des méthodes de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage considéré. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations, le calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

1- La méthode statique équivalente :

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

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

a. Conditions d'applications :

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

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

- Zone III :**
- groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

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

2- La méthode d'analyse modale spectrale :

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

a-Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

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

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

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{sec} \quad \dots\dots (4-14)$$

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

3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (temporelle) :

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

IV.4.2. Choix de la méthode calcul :

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

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

IV.4.3. Analyse spectrale :**IV .4.3.1. Méthode dynamique modale spectrale :**

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

L'analyse spectrale permet d'avoir :

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

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

IV.4.3.2. Spectre de réponse :

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

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

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

g = 9.8067 N

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

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

Donc :

A= 0,25

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

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

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

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

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

R=5 (Mixte portique/voile avec interaction).

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site est donnée dans **le tableau 4.7 de RPA99/version 2003.**

$$T_1=0,15 \text{ s et } T_2=0,5 \text{ s (site meuble S=3)}$$

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de **Q** déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ [2]

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

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4(RPA 99/version 2003).

Tableau IV.1 : Valeurs de Pénalités.

Critère q	Observée (o/n)	Pq// xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	non	0.05
Régularité en plan	Oui	0.00	Oui	0.00
Régularité en élévation	Non	0.05	non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	non	0.1

$Q//xx=1+(0.05+0.05+0+0.05+0.05+0.1) =1.30.$

$Q//yy=1+(0.05+0.05+0+0.05+0.05+0.1) =1.30.$

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse :**

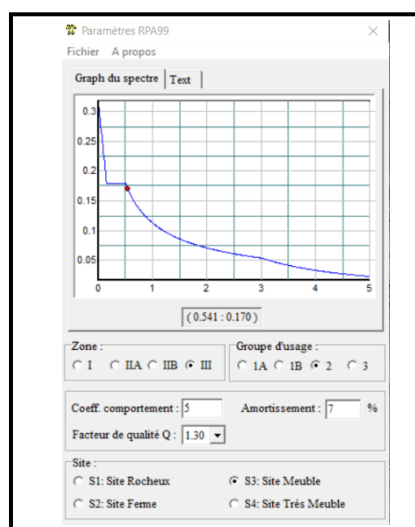


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données. La réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminé par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments ...) dont le rapport est de : $r = \frac{0,8V}{V_t}$

Où :

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

V : obtenu par la méthode statique équivalente.

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

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

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

Avec

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

W : Poids total de la structure.

$Q=1,30$

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

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

$$\eta = 0,8819 \quad T_1 = 0,15 \text{ s} \quad T_2 = 0,5 \text{ s} \quad T = ?$$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

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

Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

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

$$C_T = 0,05$$

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

$$h_N = 30,1 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad T = 0,05 \times 30,1^{0,75} = 0,643 \text{ s} \quad \longrightarrow \quad 1,3T = 0,835 \text{ s}$$

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

$$\begin{cases} \Rightarrow D_x = 25.5002m, \\ \Rightarrow D_y = 13.50m \end{cases}$$

$$\Rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05(30.1)^{3/4} = 0,643s, \text{ dans les deux directions.}$$

$$\Rightarrow 1.3 \times T = 1.3 \times 0,643 = 0.835s$$

$$\checkmark \text{ Suivant la direction (x - x)} \quad T_x = 0,09 \frac{30.1}{\sqrt{25.5002}} = 0,536\text{sec.}$$

$$\checkmark \text{ Suivant la direction (y - y)} \quad T_y = 0,09 \frac{30.1}{\sqrt{13.5}} = 0,737\text{sec.}$$

$$\text{Sens (x-x)} : T_x = \min(0,536; 0,643) = 0,536\text{sec.}$$

$$\text{Sens (y-y)} : T_y = \min(0,737; 0,643) = 0,643\text{sec.}$$

Calcul de D

$$\begin{cases} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,536} \right)^{2/3} = 2.105 \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,643} \right)^{2/3} = 1.865 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R}. W = \frac{0,25 \times 2.105 \times 1,3}{5}. W = 0,137 \times W \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R}. W = \frac{0,25 \times 1,865 \times 1,3}{5}. W = 0,121 \times W \end{cases}$$

IV.5 Résultats de l'analyse sismique :**1-Modèle initial :**

- **Disposition des voiles :**

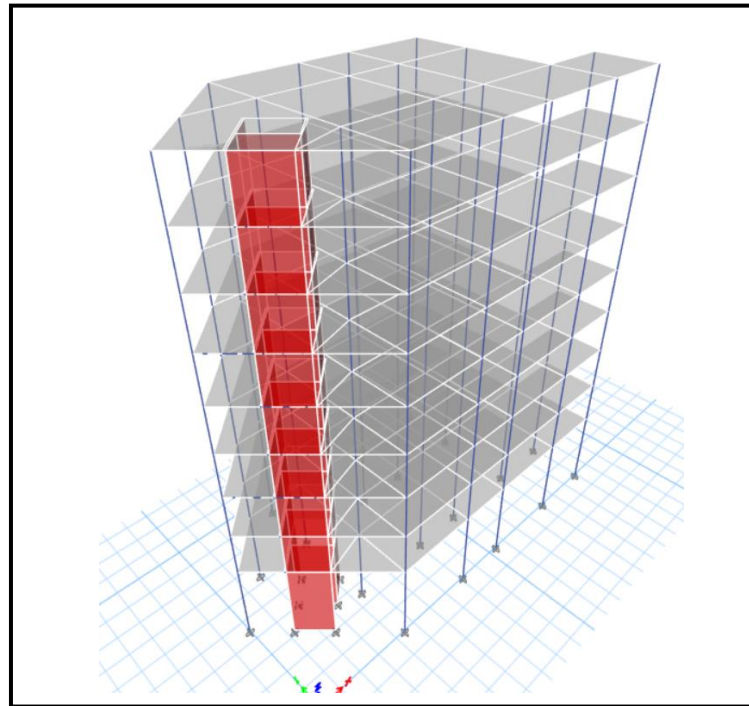


Figure IV.2 : Vue en 3D du modèle initial.

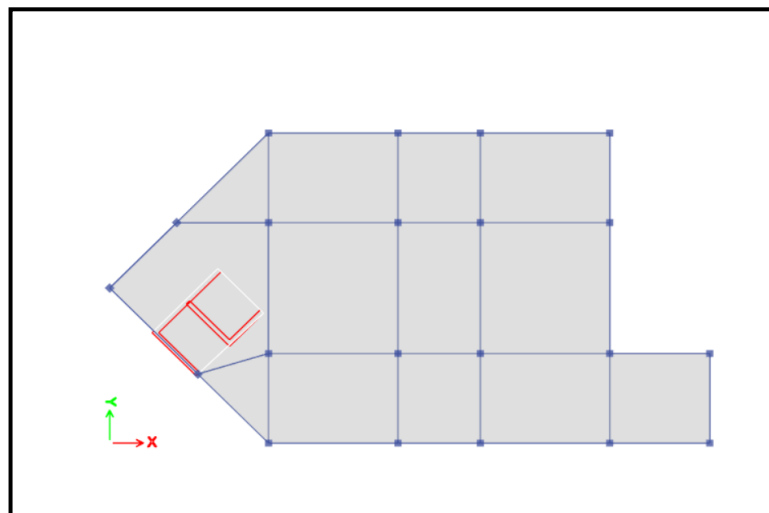


Figure IV.3 : Vue en plan du modèle initial.

. **Tableau IV.2** : Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau.

Niveau	Les sections des poteaux (cm ²)	Les sections des Poutres principales (cm ²)	Les sections des Poutres secondaire (cm ²)
04 ^{ème} ; 05 ^{ème} ; 06 ^{ème} 07 ^{ème} et 08 ^{ème}	30×30	30×50	30×45
02 ^{ème} ; 03 ^{ème}	35×35	30×50	30×45
RDC ; 01 ^{er}	40×40	30×50	30×45

Dalle pleine (balcon)	Voile
e = 15 cm	e = 20cm

a-Caractéristiques dynamiques propres :**Tableau IV.3** : Participation massique du modèle initial.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	1.549	0.0151	0.5849	0	0.0151	0.5849	0	0.1216	0.0032	0.262	0.1216	0.0032	0.262
Modal	2	1.087	0.7409	0.0135	0	0.756	0.5984	0	0.0054	0.268	0.0012	0.127	0.2712	0.2631
Modal	3	0.694	0.0013	0.1815	0	0.7573	0.7799	0	0.1362	0.0007	0.5317	0.2632	0.2719	0.7949
Modal	4	0.544	0.0018	0.1037	0	0.7591	0.8837	0	0.4135	0.01	0.0145	0.6767	0.2819	0.8093
Modal	5	0.304	0.0007	0.0101	0	0.7598	0.8937	0	0.0323	0.0014	0.0069	0.709	0.2833	0.8163
Modal	6	0.283	0.1556	0.0019	0	0.9154	0.8957	0	0.0045	0.4695	0.0008	0.7135	0.7528	0.8171
Modal	7	0.207	0.0003	0.0034	0	0.9157	0.8991	0	0.0279	0.0019	0.0023	0.7413	0.7546	0.8194
Modal	8	0.16	0.0001	0.049	0	0.9158	0.9481	0	0.1036	0.0001	0.1099	0.845	0.7547	0.9293
Modal	9	0.156	0.00001669	0.0191	0	0.9158	0.9672	0	0.052	0.00002258	0.0147	0.897	0.7548	0.944
Modal	10	0.125	0.0481	0.0001	0	0.964	0.9673	0	0.0002	0.1223	0.0004	0.8972	0.877	0.9444
Modal	11	0.123	0.0021	0.0006	0	0.966	0.9679	0	0.0035	0.0045	0.0003	0.9007	0.8815	0.9446
Modal	12	0.102	0.0001	0.0003	0	0.9661	0.9682	0	0.0014	0.0001	0.0001	0.9021	0.8816	0.9448

Remarque :

Ce modèle ne comporte que les voiles de la cage d'ascenseur.

Constataion :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,549\text{sec}$.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est un mode rotation.
- Le 2^{ème} mode est un mode translation X-X
- Le 3^{ème} mode est un mode rotation

Alors on passe au prochain modèle et on rajoute des voiles pour éviter les modes rotations et augment.

b- Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de « ETABS 18.0.2 » on a :

$$W = 25247.9297 \text{ KN} \rightarrow \begin{matrix} V_t^x = 3452.46 \text{ KN} \\ V_t^y = 3061.19 \text{ KN} \end{matrix} \rightarrow \begin{matrix} 0,8V^x = 2761.968694 \text{ KN} \\ 0,8V^y = 2448.952202 \text{ KN} \end{matrix}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 2563.0219 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 2264.0878 \text{ KN} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 2563.0219 \text{ KN} < 0,8V^x = 2761.968694 \text{ KN} \\ V_t^y = 2264.0878 \text{ KN} < 0,8V^y = 2448.952202 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1.078 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1.082 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1.078 \\ r_y = 1.082 \end{cases}$$

TABLE: Base Reactions											
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	m	m	m
Ex	LinRespSpec	Max	2563.0219	408.4487	0	8671.1198	53504.9098	12343.9206	0	0	0
Ey	LinRespSpec	Max	499.0487	2264.0878	0	45502.5512	10504.1003	35609.4963	0	0	0
W	Combination		0	0	25247.9297	159392.1959	-318836.8612	0	0	0	0

- Le coefficient de comportement global (R) :			
Il est fonction (du système de contreventement):			
Contreventement mixte portiques-voiles	⇒	R =	5.00
- Le poids de la structure (W) :			
W =	25247.9	Ton	
		KN	
Donc :			
$V_{st} = \frac{A * D_{x,y} * Q}{R} * W =$	$V_x =$	3452.46	KN
	$V_y =$	3061.19	KN
il faut que : $V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{statique}$ et cela dans les deux sens.			
	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	2563.02	2761.968694	non vérifiée
Sens Y-Y	2264.09	2448.952202	non vérifiée
Dans le sens XX pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de			
	$0.8 * V_{st} / V_{dyn} =$	1.078	
Dans le sens YY pour Ey il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de			
	$0.8 * V_{st} / V_{dyn} =$	1.082	

1-Modèle 1 :

- Disposition des voiles :

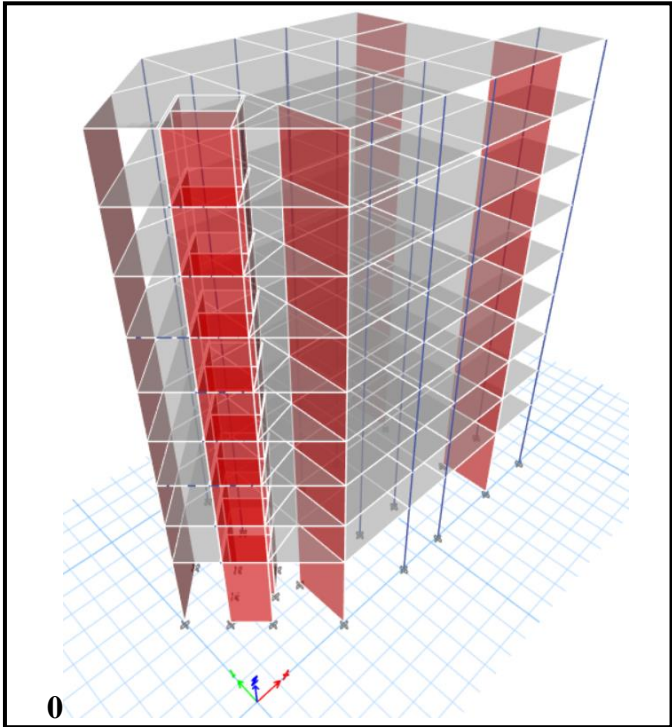


Figure IV.4 : Vue en 3D du modèle 1.

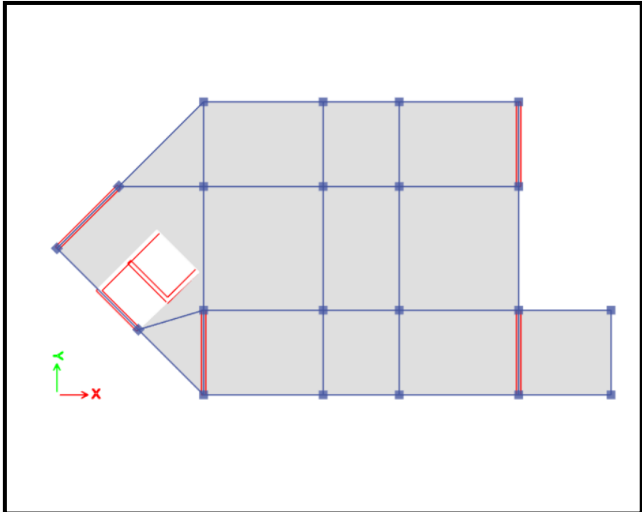


Figure IV.5: vue en plan du modèle 1.

a- Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV.4 : Participation massique du 2^{ème} modèle.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0,967	0,757	0,00001717	0	0,757	0,00001717	0	0,0001	0,2848	0,0002	0,0001	0,2848	0,0002
Modal	2	0,728	0,0001	0,6045	0	0,7571	0,6046	0	0,2806	0,00002394	0,1141	0,2807	0,2848	0,1143
Modal	3	0,536	0,0002	0,112	0	0,7573	0,7166	0	0,0447	0,0027	0,6043	0,3254	0,2875	0,7187
Modal	4	0,25	0,1535	0,0001	0	0,9108	0,7167	0	0,0074	0,465	0,0001	0,3328	0,7525	0,7187
Modal	5	0,163	0,0004	0,1529	0	0,9113	0,8696	0	0,3179	0,0006	0,0366	0,6506	0,7532	0,7553
Modal	6	0,121	0,000003993	0,0366	0	0,9113	0,9061	0	0,0788	0,0007	0,1458	0,7294	0,7539	0,9011
Modal	7	0,112	0,0531	0,0006	0	0,9644	0,9067	0	0,0016	0,1259	0,0055	0,731	0,8797	0,9067
Modal	8	0,067	0,0001	0,0484	0	0,9645	0,9552	0	0,1279	0,0002	0,0124	0,8589	0,8799	0,9191
Modal	9	0,065	0,0192	0,0002	0	0,9837	0,9554	0	0,0011	0,0669	0,0011	0,86	0,9468	0,9202
Modal	10	0,051	0,0023	0,0109	0	0,986	0,9663	0	0,0294	0,0065	0,0463	0,8894	0,9534	0,9665
Modal	11	0,044	0,0077	0,0003	0	0,9936	0,9666	0	0,0008	0,0244	0,0003	0,8902	0,9778	0,9667
Modal	12	0,039	0,0001	0,0175	0	0,9938	0,9841	0	0,0561	0,0004	0,0047	0,9463	0,9782	0,9714

Remarque :

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

Constataion : L’analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : T =0.967sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 6^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est une translation suivant x-x.
- Le 2^{ème} mode est une translation suivant y-y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

a- Résultantes des forces sismiques :

D’après le fichier des résultats de « ETABS 18.0.2 » on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} W = 27615.2648 \text{ KN} \rightarrow V^x = 3776.18 \text{ KN} \rightarrow 0,8V^x = 3020.940638 \text{ KN} \\ V^y = 3348.22 \text{ KN} \rightarrow 0,8V^y = 2678.574614 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$F_1 = V_t^x = 2727.887 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_t^y = 2769.6061 \text{ KN}$$

$$\text{Ce qui donne : } \left\{ \begin{array}{l} V_t^x = 2727.887 \text{ KN} < 0,8V^x = 3020.940638 \text{ KN} \\ V_t^y = 2769.6061 \text{ KN} > 0,8V^y = 2678.574614 \text{ KN} \end{array} \right.$$

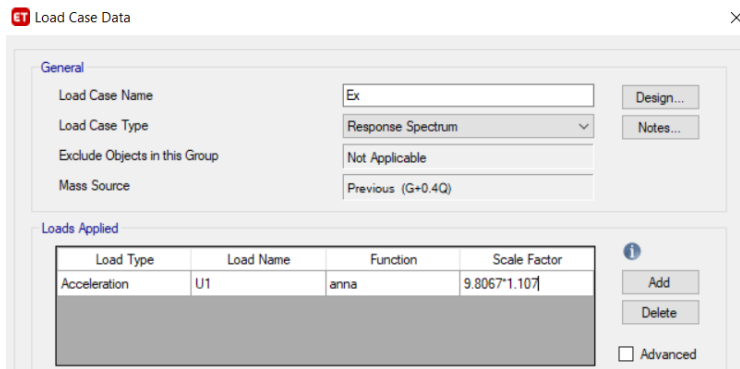
La Condition n’est pas vérifiée.

$$\left\{ r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1.107 \Rightarrow \{ r_x = 1.107 \right.$$

TABLE: Base Reactions											
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	m	m	m
Ex	LinRespSpec	Max	2727.887	86.7292	0	1512.6533	57122.4217	17180.9568	0	0	0
Ey	LinRespSpec	Max	86.7288	2769.6061	0	59099.1471	799.4476	42359.2166	0	0	0
W	Combination		0	0	27615.2648	173418.923	-348608.7725	0	0	0	0

- Le facteur de qualité (Q) :		Q =	1.30
- Le coefficient de comportement global (R) :			
Il est fonction (du système de contreventement):			
Contreventement mixte portiques-voiles	⇒	R =	5.00
- Le poids de la structure (W) :	W =	2761.53	Ton
		27615.3	KN
Donc :			
$V_{at} = \frac{A * D_{xy} * Q * W}{R}$		$V_x =$	3776.18 KN
		$V_y =$	3348.22 KN
il faut que : $V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{statique}$ et cela dans les deux sens.			
	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	2727.89	3020.940638	non vérifiée
Sens Y-Y	2769.61	2678.574614	vérifiée
Dans le sens XX pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de $0.8 * V_{st} / V_{dyn} = 1.107$			

On augment l'effort sismique Ex par 1.107 et on adoptera Ex=10.9



il faut que : $V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{statique}$ et cela dans les deux sens.			
	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	3048.70	3047.162184	vérifiée
Sens Y-Y	2769.61	2678.574614	vérifiée

TABLE: Base Reactions											
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	m	m	m
Ex	LinRespSpec	Max	3048.6954	96.9288	0	1690.5463	63840.2054	19201.4935	0	0	0
Ey	LinRespSpec	Max	86.7288	2769.6061	0	59099.1471	799.4476	42359.2166	0	0	0
W	Combination		0	0	27615.2648	173418.923	-348608.7725	0	0	0	0

$$F_1 = V_t^x = 3048.4954 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_t^y = 2769.6061 \text{ KN}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 3048.4954 \text{ KN} > 0.8 V^x = 3047.162184 \text{ KN} \\ V_t^y = 2769.6061 \text{ KN} > 0.8 V^y = 2678.574614 \text{ KN} \end{cases}$$

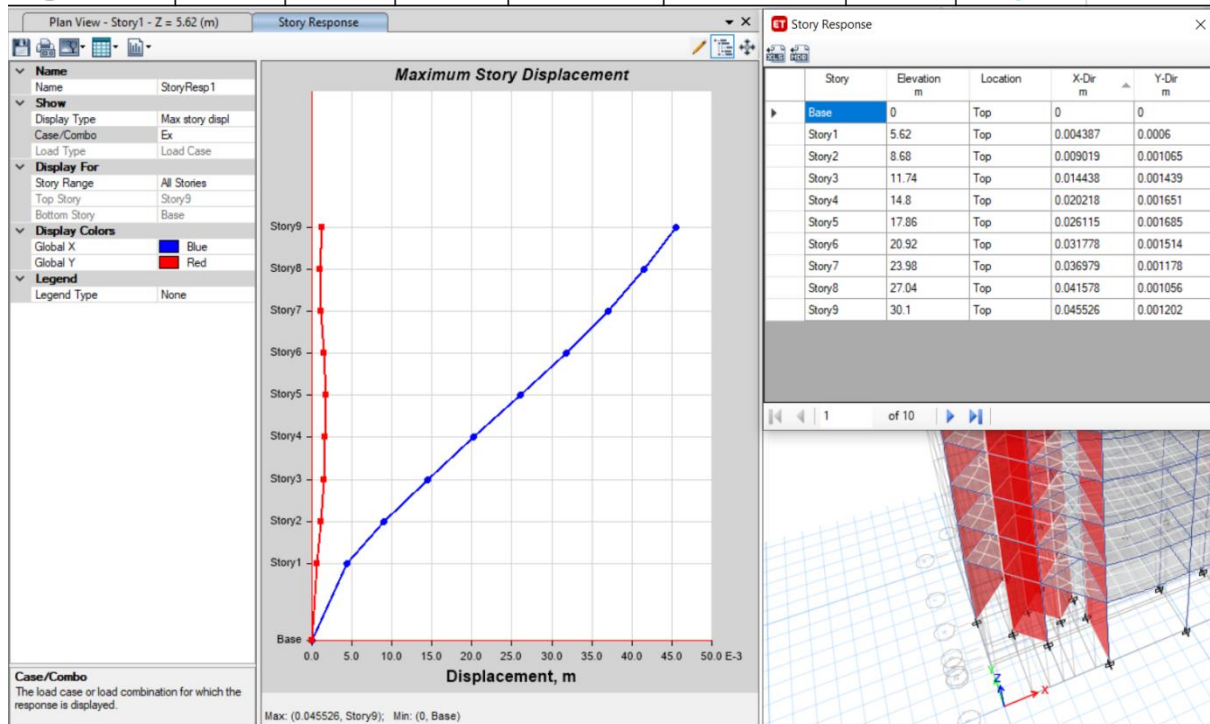
La Condition est vérifiée.

b-Vérification des déplacements inter-étage :

Selon l'axe x-x :

Tableau IV.5 : Vérification des déplacements inter-étage selon (x-x).

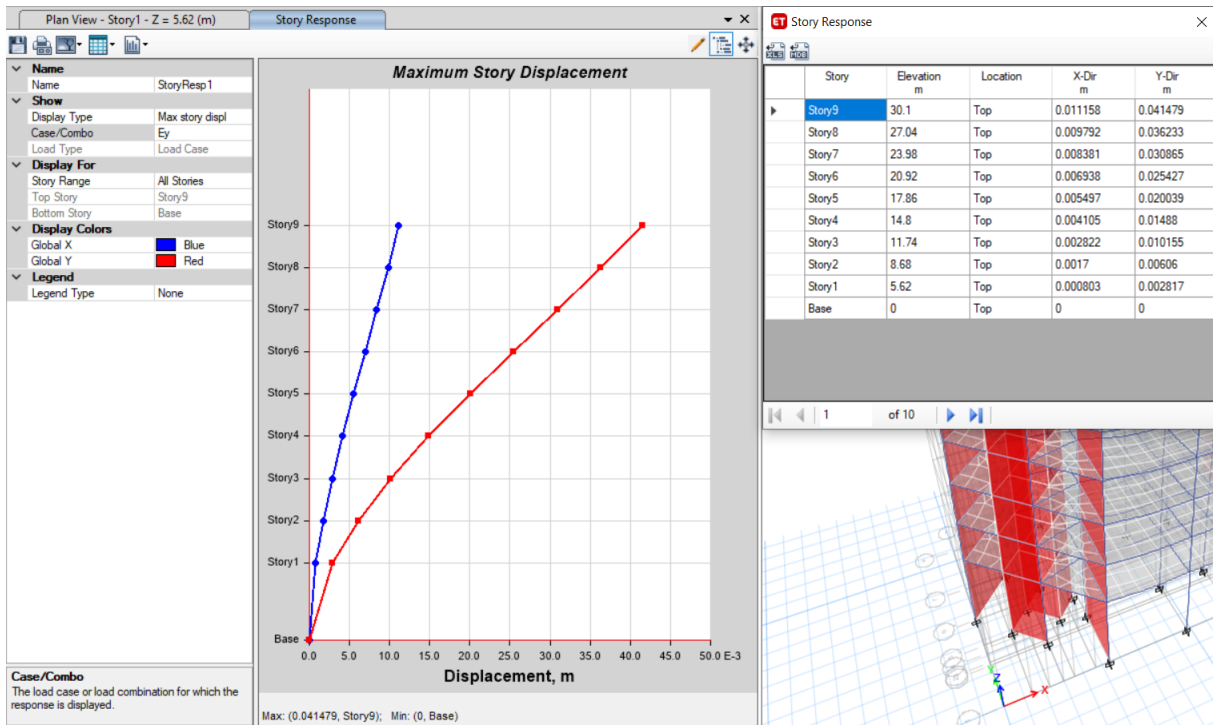
Dans le sens X-X							
Niveaux	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	Observation
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
RDC	0.4387	2.1935	0	2.19	562.0	0.347	vérifiée
Etage 1	0.9019	4.5095	2.1935	2.32	306.0	0.618	vérifiée
Etage 2	1.4438	7.219	4.5095	2.71	306.0	0.706	vérifiée
Etage 3	2.0218	10.109	7.219	2.89	306.0	0.732	vérifiée
Etage 4	2.6115	13.0575	10.109	2.95	306.0	0.732	vérifiée
Etage 5	3.1778	15.889	13.0575	2.83	306.0	0.690	vérifiée
Etage 6	3.6979	18.4895	15.889	2.60	306.0	0.624	vérifiée
Etage 7	4.1578	20.789	18.4895	2.30	306.0	0.552	vérifiée
Etage 8	4.5526	22.763	20.789	1.97	306.0	0.464	vérifiée



Selon l'axe y-y :

Tableau IV.6 : Vérification des déplacements inter-étage selon (y-y).

Dans le sens Y-Y								
Niveaux	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	Observation	
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)		
RDC	0.2817	1.409	0	1.41	562.0	0.251	vérifiée	
Etage 1	0.606	3.030	1.409	1.62	306.0	0.530	vérifiée	
Etage 2	1.0155	5.078	3.030	2.05	306.0	0.669	vérifiée	
Etage 3	1.488	7.440	5.078	2.36	306.0	0.772	vérifiée	
Etage 4	2.0039	10.020	7.440	2.58	306.0	0.843	vérifiée	
Etage 5	2.5427	12.714	10.020	2.69	306.0	0.880	vérifiée	
Etage 6	3.0865	15.433	12.714	2.72	306.0	0.889	vérifiée	
Etage 7	3.6233	18.117	15.433	2.68	306.0	0.877	vérifiée	
Etage 8	4.1479	20.740	18.117	2.62	306.0	0.857	vérifiée	



c-Vérification du critère de l'effort normal réduit :

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

Avec :

B_c : section de poteau

N_d : G+Q ±E

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

➤ **Tableau IV.7** : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
RDC	40	40	1600	2022.35	0.421	non vérifiée
Etage 1	40	40	1600	1698.63	0.354	non vérifiée
Etage 2	35	35	1225	1459.35	0.397	non vérifiée
Etage 3	35	35	1225	1232.19	0.335	non vérifiée
Etage 4	30	30	900	1032.50	0.382	non vérifiée
Etage 5	30	30	900	825.40	0.262	vérifiée
Etage 6	30	30	900	622.00	0.197	vérifiée
Etage 7	30	30	900	420.46	0.156	vérifiée
Etage 8	30	30	900	219.89	0.081	vérifiée

Story	C16	312	G+Q+Ex	Combination	Min	m	0	2022.3463	-18.9586	-0.9994	-0.3414	0.095	-53.208	312	0
Story1	C16	312	G+Q+Ex	Combination	Min	m	0	2022.3463	-18.9586	-0.9994	-0.3414	0.095	-53.208	312	0
Story2	C13	335	G+Q+Ex	Combination	Min	m	0	1698.6298	-55.5864	20.7516	-0.563	31.7681	-86.1605	335	0
Story3	C13	395	G+Q+Ex	Combination	Min	m	0	1459.3478	-44.8569	15.4642	-0.3258	22.6042	-68.3302	395	0
Story4	C13	414	G+Q+Ex	Combination	Min	m	0	1232.1875	-53.6884	19.3047	-0.2887	28.6124	-80.9885	414	0
Story5	C13	346	G+Q+Ex	Combination	Min	m	0	1032.5022	-33.4959	12.2651	-0.1423	18.1663	-50.2936	346	0
Story6	C13	463	G+Q+Ex	Combination	Min	m	0	825.3986	-34.4182	13.3204	-0.1658	20.1136	-52.2004	463	0
Story7	C13	444	G+Q+Ex	Combination	Min	m	0	621.9973	-32.4656	13.5134	-0.2229	20.4756	-49.1713	444	0
Story8	C13	425	G+Q+Ex	Combination	Min	m	0	420.4627	-29.2714	13.4907	-0.2815	20.4956	-44.2962	425	0
Story9	C13	365	G+Q+Ex	Combination	Min	m	0	219.8919	-26.7312	13.5859	-0.3468	20.4264	-39.9138	365	0

Remarques :

- Les efforts normaux réduits dépassent les valeurs admissibles imposées par le « **RPA99 version 2003** ».
- Donc il faut augmenter les sections des poteaux dans la structure.

Niveau	S poteaux
RDC → 1 ^{ème}	55x55
2 ^{ème} → 3 ^{ème}	50x50
4 ^{ème} → 6 ^{ème}	45x45
7 ^{ème} → 8 ^{ème}	40x40

3-Modèle final :

a- Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV.8 : participation massique du modèle final.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0,835	0,7658	0,001	0	0,7658	0,001	0	0,0001	0,2834	0,0017	0,0001	0,2834	0,0017
Modal	2	0,627	0,0001	0,6184	0	0,7658	0,6194	0	0,2929	0,0002	0,0993	0,293	0,2837	0,101
Modal	3	0,48	0,0006	0,0982	0	0,7665	0,7176	0	0,0435	0,0042	0,6182	0,3365	0,2879	0,7192
Modal	4	0,228	0,1464	0,0003	0	0,9129	0,7179	0	0,007	0,4739	0,00003291	0,3436	0,7618	0,7192
Modal	5	0,144	0,0004	0,1614	0	0,9133	0,8793	0	0,3337	0,0006	0,0323	0,6773	0,7624	0,7516
Modal	6	0,112	0,000003615	0,0305	0	0,9134	0,9098	0	0,066	0,0003	0,1528	0,7432	0,7627	0,9044
Modal	7	0,105	0,0527	0,0006	0	0,9661	0,9104	0	0,0013	0,1245	0,0058	0,7446	0,8872	0,9102
Modal	8	0,062	0,0177	0,0028	0	0,9838	0,9132	0	0,0088	0,0611	0,0001	0,7533	0,9483	0,9103
Modal	9	0,061	0,0012	0,0471	0	0,985	0,9603	0	0,1229	0,0038	0,0115	0,8762	0,952	0,9218
Modal	10	0,048	0,0021	0,0093	0	0,9871	0,9696	0	0,0246	0,0057	0,0482	0,9008	0,9577	0,97
Modal	11	0,042	0,0073	0,0002	0	0,9943	0,9698	0	0,0006	0,0226	0,0002	0,9014	0,9804	0,9702
Modal	12	0,036	0,0001	0,0168	0	0,9944	0,9866	0	0,0538	0,0004	0,0037	0,9552	0,9807	0,9739

Remarque :

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

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,835$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 6^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est une translation suivant x-x.
- Le 2^{ème} mode est une translation suivant y-y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

b- Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de « ETABS 18.0.2 » on a :

$$W = 29364.9338 \text{ KN} \rightarrow \begin{cases} V^x = 4015.43 \text{ KN} \\ V^y = 3560.36 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 3212.343698 \text{ KN} \\ 0,8V^y = 2848.285786 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3180.1619 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 3276.582 \text{ KN} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 3180.1619 \text{ KN} < 0,8V^x = 3212.343698 \text{ KN} \\ V_t^y = 3276.582 \text{ KN} > 0,8V^y = 2848.285786 \text{ KN} \end{cases}$$

La Condition n'est pas vérifiée.

TABLE: Base Reactions												
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z	
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	m	m	m	
Ex	LinRespSpec	Max	3180.1619	147.0217	0	2595.6711	66808.548	20367.3787	0	0	0	
Ey	LinRespSpec	Max	147.0209	3276.582	0	69965.3015	3103.3994	49349.2598	0	0	0	
W	Combination		0	0	29364.9338	184341.6166	-371441.3182	0	0	0	0	

- Le coefficient de comportement global (R) :			
Il est fonction (du système de contreventement):			
Contreventement mixte portiques-voiles	⇒	R =	5.00
- Le poids de la structure (W) :			
	W =	2936.49	Ton
		29364.9	KN
Donc :			
$V_{st} = \frac{A * D_{x,y} * Q}{R} * W =$		$V_x =$	4015.43 KN
		$V_y =$	3560.36 KN
il faut que : $V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{statique}$ et cela dans les deux sens.			
	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st}(KN)$	Observation
Sens X-X	3180.16	3212.343698	non vérifiée
Sens Y-Y	3276.58	2848.285786	vérifiée
Dans le sens XX pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de			
	$0.8 * V_{st} / V_{dyn} =$	1.010	

On augment l'effort sismique Ex par 1.010 et on adoptera Ex=10

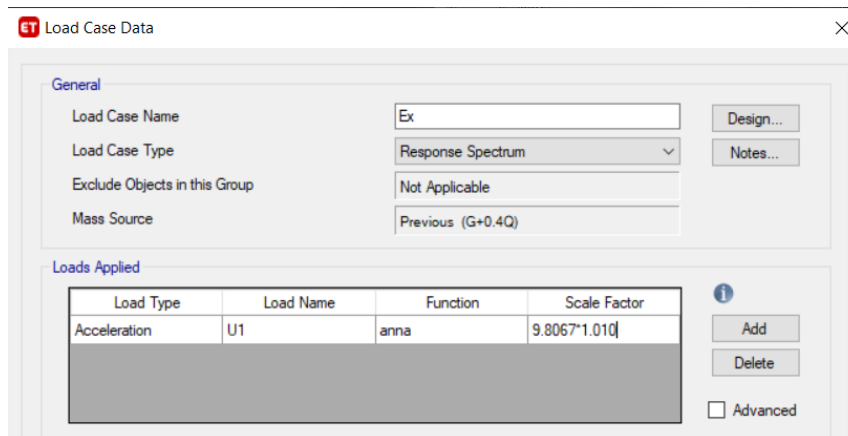


TABLE: Base Reactions											
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	m	m	m
Ex	LinRespSpec	Max	3242.8461	149.9196	0	2646.8345	68125.4122	20768.8404	0	0	0
Ey	LinRespSpec	Max	147.0209	3276.582	0	69965.3015	3103.3994	49349.2598	0	0	0
W	Combination		0	0	29364.9338	184341.6166	-371441.3182	0	0	0	0

il faut que : $V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{statique}$ et cela dans les deux sens.			
	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st}(KN)$	Observation
Sens X-X	3242.85	3212.343698	vérifiée
Sens Y-Y	3276.58	2848.285786	vérifiée

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3242.85 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 3276.58 \text{ KN} \end{cases}$$

Ce qui donne :

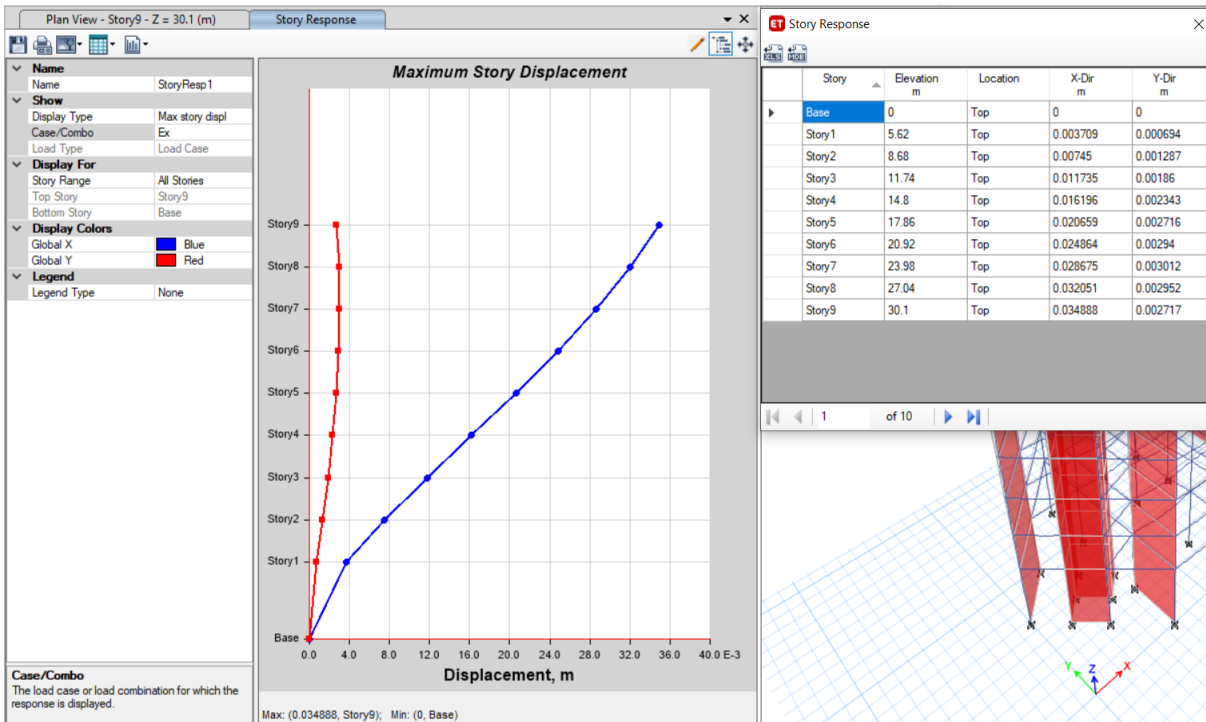
$$\begin{cases} V_t^x = 3242.85 \text{ KN} > 0.8V^x = 3212.343698 \text{ KN} \\ V_t^y = 3276.58 \text{ KN} > 0.8V^y = 2848.285786 \text{ KN} \end{cases}$$

La Condition est vérifiée.

c- Vérification des déplacements inter-étage :
Selon l'axe x-x :

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (x-x).

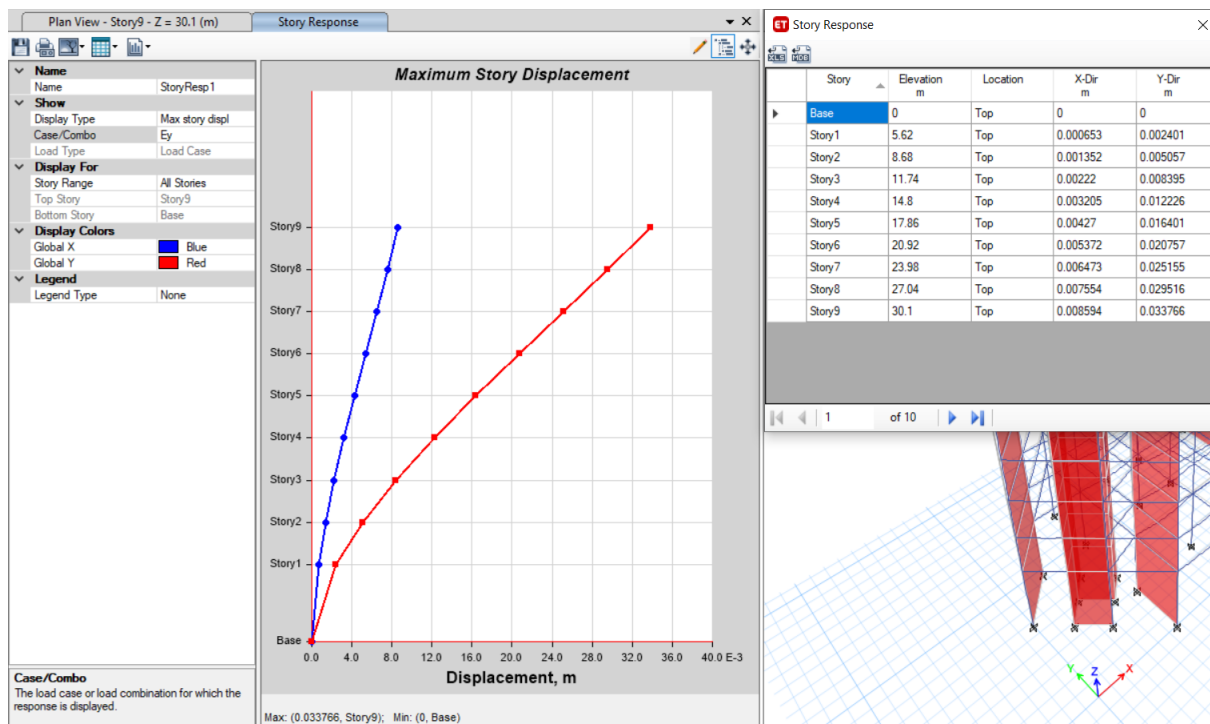
Dans le sens X-X							
Niveaux	δ_{et}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	Observation
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
RDC	0.3709	1.8545	0	1.85	562.0	0.347	<i>vérifiée</i>
Etage1	0.745	3.725	1.8545	1.87	306.0	0.618	<i>vérifiée</i>
Etage 2	1.1735	5.8675	3.725	2.14	306.0	0.706	<i>vérifiée</i>
Etage 3	1.6196	8.098	5.8675	2.23	306.0	0.732	<i>vérifiée</i>
Etage 4	2.0659	10.3295	8.098	2.23	306.0	0.732	<i>vérifiée</i>
Etage 5	2.4864	12.432	10.3295	2.10	306.0	0.690	<i>vérifiée</i>
Etage 6	2.8675	14.3375	12.432	1.91	306.0	0.624	<i>vérifiée</i>
Etage 7	3.2051	16.0255	14.3375	1.69	306.0	0.552	<i>vérifiée</i>
Etage 8	3.4888	17.444	16.0255	1.42	306.0	0.464	<i>vérifiée</i>



Selon l'axe y-y :

Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (y-y).

Dans le sens Y-Y							
Niveaux	δ_{et} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	Observation
RDC	0.2401	1.201	0	1.20	562.0	0.214	vérifiée
Etage 1	0.5057	2.529	1.201	1.33	306.0	0.434	vérifiée
Etage 2	0.8395	4.198	2.529	1.67	306.0	0.545	vérifiée
Etage 3	1.2226	6.113	4.198	1.92	306.0	0.626	vérifiée
Etage 4	1.6401	8.201	6.113	2.09	306.0	0.682	vérifiée
Etage 5	2.0757	10.379	8.201	2.18	306.0	0.712	vérifiée
Etage 6	2.5155	12.578	10.379	2.20	306.0	0.719	vérifiée
Etage 7	2.9516	14.758	12.578	2.18	306.0	0.713	vérifiée
Etage 8	3.3766	16.883	14.758	2.13	306.0	0.694	vérifiée



d-Vérification du critère de l'effort normal réduit :

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

Avec :

B_c : section de poteau

N_d : G+Q ±E

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	U	Observation	
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)				
RDC	55	55	3025	2222.76	0.245	vérifiée	
Etage 1	55	55	3025	1882.84	0.207	vérifiée	
Etage 2	50	50	2500	1610.48	0.215	vérifiée	
Etage 3	50	50	2500	1362.70	0.099	vérifiée	
Etage 4	45	45	2025	1119.17	0.100	vérifiée	
Etage 5	45	45	2025	884.19	0.087	vérifiée	
Etage 6	45	45	2025	655.04	0.065	vérifiée	
Etage 7	40	40	1600	430.06	0.060	vérifiée	
Etage 8	40	40	1600	223.99	0.031	vérifiée	

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C14	316	G+Q+Ex	Combination	Min	0	2222.7593	-31.4029	0.6375	-1.2967	-3.8424	-111.6444	316	0
Story2	C14	337	G+Q+Ex	Combination	Min	0	1882.8402	-139.7927	-7.6099	-2.1977	-9.3206	-233.1617	337	0
Story3	C9	358	G+Q+Ey	Combination	Min	0	1610.4836	-11.1296	-69.2138	-5.1352	-107.6969	-15.2194	358	0
Story4	C9	379	G+Q+Ey	Combination	Min	0	1362.6954	-11.2038	-89.1725	-5.9129	-136.2996	-16.426	379	0
Story5	C9	391	G+Q+Ey	Combination	Min	0	1119.1732	-6.4423	-73.629	-4.2452	-110.7165	-9.2263	391	0
Story6	C9	436	G+Q+Ey	Combination	Min	0	884.1907	-4.671	-80.8228	-4.4477	-124.6111	-7.2423	436	0
Story7	C9	415	G+Q+Ey	Combination	Min	0	655.0376	-3.1957	-86.4152	-4.5122	-128.7556	-4.7133	415	0
Story8	C9	463	G+Q+Ey	Combination	Min	0	430.0555	-1.7421	-61.5362	-2.8055	-92.0699	-2.7831	463	0
Story9	C15	483	G+Q+Ex	Combination	Min	0	223.9911	-30.4855	23.352	-0.5433	33.7111	-43.7166	483	0

Remarque :

- Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** ».
- Les efforts normaux réduits sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** ».

e-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (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:

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003"}$$

Avec :

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

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

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

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

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.12 : Vérification l'effet P-Δ inter étages du modèle final selon l'axe (x-x).

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	Dans le sens X-X		Observation
				V_k (KN)	θ_k	
RDC	562.0	29364.93	1.85	3242.8461	0.030	vérifiée
Etage 1	306.0	25269.35	1.87	3109.5246	0.050	vérifiée
Etage 2	306.0	22045.95	2.14	2939.3183	0.052	vérifiée
Etage 3	306.0	18901.09	2.23	2716.5907	0.051	vérifiée
Etage 4	306.0	15756.22	2.23	2446.7801	0.047	vérifiée
Etage 5	306.0	12681.85	2.10	2125.9336	0.041	vérifiée
Etage 6	306.0	9607.48	1.91	1745.6845	0.034	vérifiée
Etage 7	306.0	6533.12	1.69	1298.7574	0.028	vérifiée
Etage 8	306.0	3439.72	1.42	741.686	0.022	vérifiée

TABLE: Story Forces										
Story	Output Ca	Case Typ	Step Ty	Locatic	P	VX	VY	T	MX	MY
					kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Story1	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	3242.8461	149.9196	20768.8404	2646.8345	68125.4122
Story2	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	3109.5246	141.0772	19862.4183	2069.6006	50683.7698
Story3	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	2939.3183	132.171	18712.6023	1819.5688	41609.031
Story4	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	2716.5907	122.9141	17256.8394	1605.6355	33006.4457
Story5	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	2446.7801	116.08	15558.9867	1405.4868	25015.8765
Story6	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	2125.9336	111.9303	13543.5787	1190.7808	17777.892
Story7	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	1745.6845	115.8178	11130.4175	929.9925	11447.8914
Story8	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	1298.7574	115.867	8329.0154	606.8045	6209.7249
Story9	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	741.686	84.4536	4847.5749	258.428	2269.5591

Tableau IV.13 : Vérification l'effet P-Δ inter étages du modèle final selon l'axe (y-y).

Niveaux	Dans le sens Y-Y					Observation
	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	
RDC	562.0	29364.93	1.2	3276.582	0.019	<i>vérifiée</i>
Etage 1	306.0	25269.35	1.33	3148.5896	0.035	<i>vérifiée</i>
Etage 2	306.0	22045.95	1.67	2990.486	0.040	<i>vérifiée</i>
Etage 3	306.0	18901.09	1.92	2785.9788	0.043	<i>vérifiée</i>
Etage 4	306.0	15756.22	2.09	2528.1546	0.043	<i>vérifiée</i>
Etage 5	306.0	12681.85	2.18	2214.5145	0.041	<i>vérifiée</i>
Etage 6	306.0	9607.48	2.2	1835.3889	0.038	<i>vérifiée</i>
Etage 7	306.0	6533.12	2.18	1386.2135	0.034	<i>vérifiée</i>
Etage 8	306.0	3439.72	2.13	802.0613	0.030	<i>vérifiée</i>

TABLE: Story Forces

Story	Output Ca	Case Typ	Step Ty	Locatic	P	VX	VY	T	MX	MY
					kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Story1	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	147.0209	3276.582	49349.2598	69965.3015	3103.3994
Story2	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	143.9418	3148.5896	47417.5009	52365.1214	2414.8152
Story3	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	143.7352	2990.486	45044.1393	43177.9974	2064.8758
Story4	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	140.312	2785.9788	41951.8535	34420.6894	1736.0584
Story5	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	131.5432	2528.1546	38044.1522	26232.8039	1436.433
Story6	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	118.6445	2214.5145	33308.9419	18765.862	1165.093
Story7	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	111.9732	1835.3889	27588.1013	12182.2257	896.9284
Story8	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	110.8756	1386.2135	20824.9928	6668.4851	595.4906
Story9	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	86.319	802.0613	12034.9147	2454.3075	264.1362

Tableau IV.14 : Poids cumulée de chaque étage.

TABLE: Story Forces

Story	Output Ca	Case Typ	Step Ty	Locatic	P	VX	VY	T	MX	MY
					kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Story1	W	Combination		Bottom	29364.9338	0	0	0	184341.6166	-371441.3182
Story2	W	Combination		Bottom	25269.3491	0	0	0	158779.7975	-320237.158
Story3	W	Combination		Bottom	22045.9547	0	0	0	138526.9902	-279240.3183
Story4	W	Combination		Bottom	18901.0891	0	0	0	118764.8455	-239297.987
Story5	W	Combination		Bottom	15756.2234	0	0	0	99002.7007	-199355.6557
Story6	W	Combination		Bottom	12681.854	0	0	0	79681.0137	-160360.1206
Story7	W	Combination		Bottom	9607.4846	0	0	0	60359.3268	-121364.5854
Story8	W	Combination		Bottom	6533.1152	0	0	0	41037.6398	-82369.0503
Story9	W	Combination		Bottom	3439.7196	0	0	0	21556.1483	-43071.7229

Vu les résultats obtenus les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ est satisfaites.

f-Vérification des conditions du facteur de comportement R :**f-1- Justification des voiles sous charges verticales :**

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 32796.554$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 10719.6936$ kN.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 32.69\% > 20\%$.

Remarque :

Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales donc il faut changer le facteur de comportement $R=3,5$.

Section Cutting Line			Load Case	Resultant Force Location and Angle		
Global X	Start Point	End Point	ELS	Global X	Global Y	Global Z
-0.5892		26.5181		12.9645	4.4262	0
4.45		4.4024				

Integrated Forces		Right Side			Left Side		
		1	2	Z	1	2	Z
Force		0	0	32796.554	0	0	-31157.3952
Moment		61404.6721	8237.9761	0	-58872.3622	-5686.641	0

Section Cutting Line			Load Case	Resultant Force Location and Angle		
Global X	Start Point	End Point	ELS	Global X	Global Y	Global Z
-0.5892		26.5181		12.9645	4.4262	0
4.45		4.4024				

Integrated Forces		Right Side			Left Side		
		1	2	Z	1	2	Z
Force		10.7192	9.6136	10719.6936	-10.7192	-9.6136	-9973.0611
Moment		11322.0936	25574.8099	-98.0778	-10417.7409	-22626.2452	98.0778

Conclusion :

- Justifier le choix de facteur de comportement qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement de la structure.

Dans notre cas on a choisi un facteur $R=5$ vu que les voiles qui doivent reprennent plus 20% des charge verticale :(32.69%), donc il faut changer le facteur de comportement $R=3.5$.

3-Modèle final avec R=3.5:

d- Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV.15 : participation massique du modèle final.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0,835	0,7658	0,001	0	0,7658	0,001	0	0,0001	0,2834	0,0017	0,0001	0,2834	0,0017
Modal	2	0,627	0,0001	0,6184	0	0,7658	0,6194	0	0,2929	0,0002	0,0993	0,293	0,2837	0,101
Modal	3	0,48	0,0006	0,0982	0	0,7665	0,7176	0	0,0435	0,0042	0,6182	0,3365	0,2879	0,7192
Modal	4	0,228	0,1464	0,0003	0	0,9129	0,7179	0	0,007	0,4739	0,00003291	0,3436	0,7618	0,7192
Modal	5	0,144	0,0004	0,1614	0	0,9133	0,8793	0	0,3337	0,0006	0,0323	0,6773	0,7624	0,7516
Modal	6	0,112	0,000003615	0,0305	0	0,9134	0,9098	0	0,066	0,0003	0,1528	0,7432	0,7627	0,9044
Modal	7	0,105	0,0527	0,0006	0	0,9661	0,9104	0	0,0013	0,1245	0,0058	0,7446	0,8872	0,9102
Modal	8	0,062	0,0177	0,0028	0	0,9838	0,9132	0	0,0088	0,0611	0,0001	0,7533	0,9483	0,9103
Modal	9	0,061	0,0012	0,0471	0	0,985	0,9603	0	0,1229	0,0038	0,0115	0,8762	0,952	0,9218
Modal	10	0,048	0,0021	0,0093	0	0,9871	0,9696	0	0,0246	0,0057	0,0482	0,9008	0,9577	0,97
Modal	11	0,042	0,0073	0,0002	0	0,9943	0,9698	0	0,0006	0,0226	0,0002	0,9014	0,9804	0,9702
Modal	12	0,036	0,0001	0,0168	0	0,9944	0,9866	0	0,0538	0,0004	0,0037	0,9552	0,9807	0,9739

Remarque :

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

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : T =0,835.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 6^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est une translation suivant x-x.
- Le 2^{ème} mode est une translation suivant y-y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

e- Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de « ETABS 18.0.2 » on a :

$$W = 29364.9338KN \rightarrow \begin{cases} V^x = 5786.12KN \\ V^y = 5086.22 KN \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 4628.895155 KN \\ 0,8V^y = 4068.979694 KN \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 4529.6199 KN \\ F_2 = V_t^y = 4643.1162 KN \end{cases}$$

Ce qui donne :

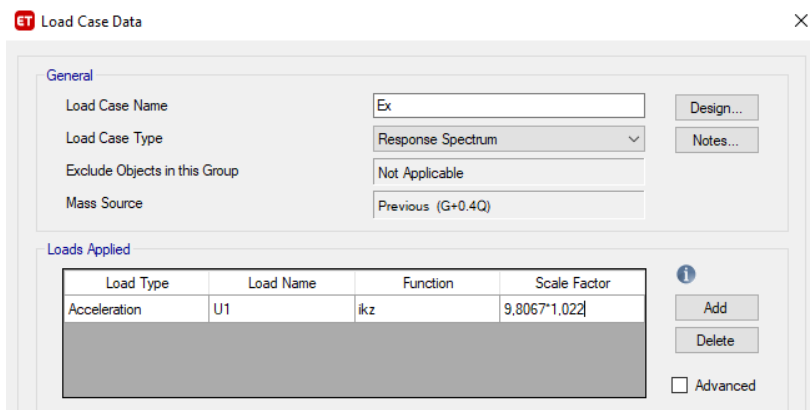
$$\begin{cases} V_t^x = 4529.6199KN < 0,8V^x = 4628.895155 KN \\ V_t^y = 4643.1162 KN > 0.8V^y = 4068.979694KN \end{cases}$$

La Condition n'est pas vérifiée.

TABLE: Base Reactions											
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	m	m	m
Ex	LinRespSpec	Max	4529,6199	204,1533	0	3699,4889	95353,3852	28999,3265	0	0	0
Ey	LinRespSpec	Max	204,1523	4643,1162	0	99724,2588	4421,6369	69968,6715	0	0	0
W	Combination		0	0	29364,9338	184341,6166	-371441,3182	0	0	0	0

- Le poids de la structure (W) :	W =	2936,49	Ton
		29364,9	KN
Donc :			
$V_{st} = \frac{A * D_{x,y} * Q}{R} * W =$	$V_x =$	5786,12	KN
	$V_y =$	5086,22	KN
il faut que : $V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{statique}$ et cela dans les deux sens.			
	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	4529,62	4628,895155	non vérifiée
Sens Y-Y	4643,12	4068,979694	vérifiée
Dans le sens XX pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de			
		$0.8 * V_{st} / V_{dyn} =$	1,022

On augment l'effort sismique Ex par 1.022 et on adoptera Ex=10.05



Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m	X m	Y m	Z m
Ex	LinRespSpec	Max	4632,76	208,8019	0	3783,7268	97524,5958	29659,6454	0	0	0
Ey	LinRespSpec	Max	204,1523	4643,1162	0	99724,2588	4421,6369	69968,6715	0	0	0
W	Combination		0	0	29364,9338	184341,6166	-371441,3182	0	0	0	0

	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	4632,76	4628,895155	vérifiée
Sens Y-Y	4643,12	4068,979694	vérifiée

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 4632.76 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 4643.1162 \text{ KN} \end{cases}$$

Ce qui donne :

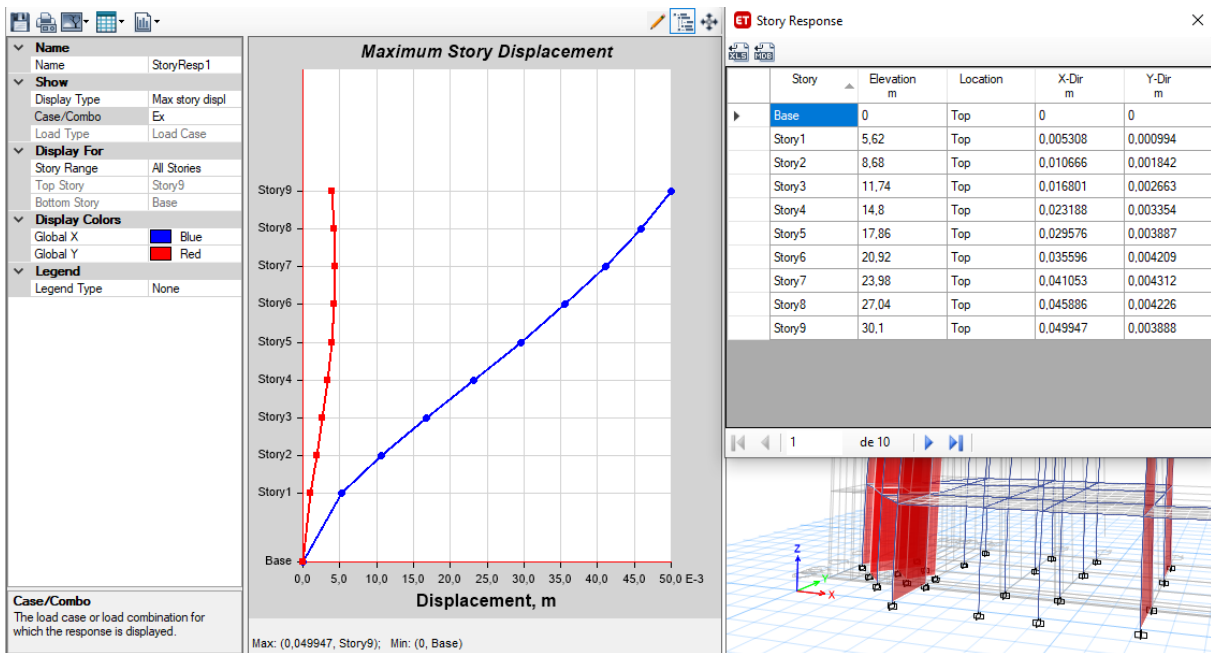
$$\begin{cases} V_t^x = 4632.76 \text{ KN} > 0.8V^x = 4628.895155 \text{ KN} \\ V_t^y = 4643.1162 \text{ KN} > 0.8V^y = 4068.979694 \text{ KN} \end{cases}$$

La Condition est vérifiée.

f- Vérification des déplacements inter-étage :
Selon l'axe x-x :

Tableau IV.16 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (x-x).

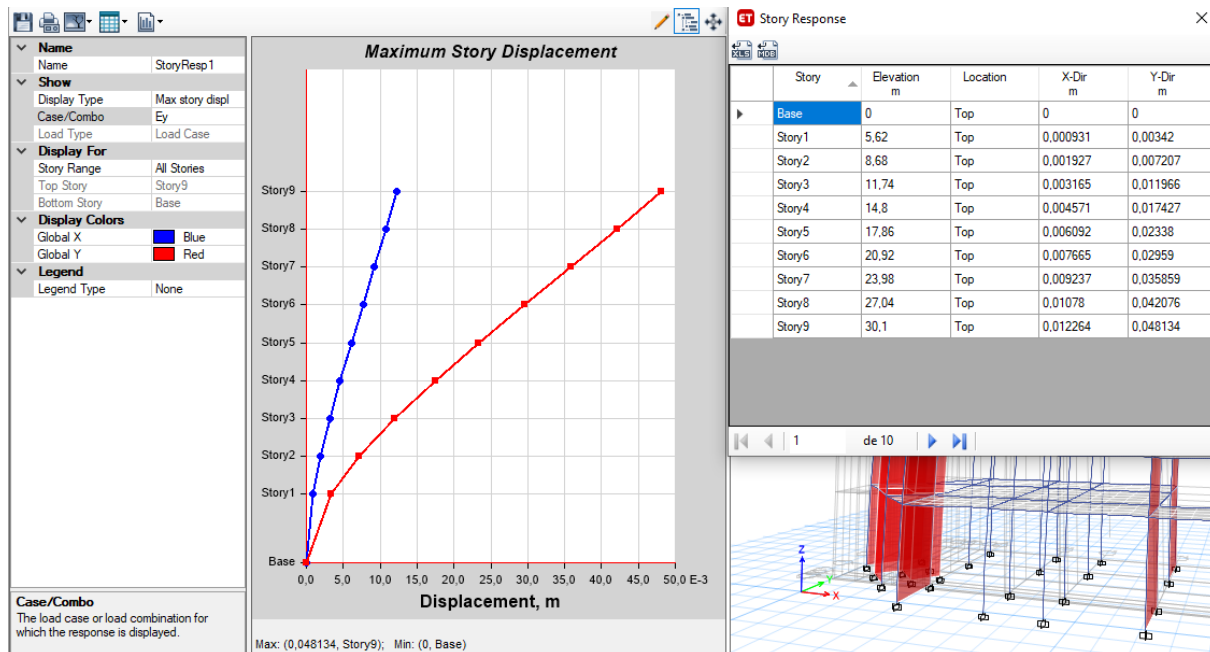
Dans le sens X-X								
Niveaux	δ_{ck}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	$\frac{\Delta}{h_k}$	Observation	
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)		
RDC	0,5308	1,8578	0	1,86	562,0	0,347	vérifiée	
Etage1	1,0666	3,7331	1,8578	1,88	306,0	0,618	vérifiée	
Etage 2	1,6801	5,88035	3,7331	2,15	306,0	0,706	vérifiée	
Etage 3	2,3188	8,1158	5,88035	2,24	306,0	0,732	vérifiée	
Etage 4	2,9576	10,3516	8,1158	2,24	306,0	0,732	vérifiée	
Etage 5	3,5596	12,4586	10,3516	2,11	306,0	0,690	vérifiée	
Etage 6	4,1053	14,36855	12,4586	1,91	306,0	0,624	vérifiée	
Etage 7	4,5886	16,0601	14,36855	1,69	306,0	0,552	vérifiée	
Etage 8	4,9947	17,48145	16,0601	1,42	306,0	0,464	vérifiée	



Selon l'axe y-y :

Tableau IV.17 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (y-y).

Dans le sens Y-Y								
Niveaux	δ_{ik}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	Observation	
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)		
RDC	0,342	1,197	0	1,20	562,0	0,213	vérifiée	
Etage 1	0,7207	2,522	1,197	1,33	306,0	0,433	vérifiée	
Etage 2	1,1966	4,188	2,522	1,67	306,0	0,544	vérifiée	
Etage 3	1,7427	6,099	4,188	1,91	306,0	0,625	vérifiée	
Etage 4	2,338	8,183	6,099	2,08	306,0	0,681	vérifiée	
Etage 5	2,959	10,357	8,183	2,17	306,0	0,710	vérifiée	
Etage 6	3,5859	12,551	10,357	2,19	306,0	0,717	vérifiée	
Etage 7	4,2076	14,727	12,551	2,18	306,0	0,711	vérifiée	
Etage 8	4,8134	16,847	14,727	2,12	306,0	0,693	vérifiée	



d-Vérification du critère de l'effort normal réduit :

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

Avec :

 B_c : section de poteau N_d : $G+Q \pm E$

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.18 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (kN)	U	Observation	
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)				
RDC	55	55	3025	2510,16	0,277	✓	vérifiée
Etage 1	55	55	3025	2131,33	0,235	✓	vérifiée
Etage 2	50	50	2500	1791,41	0,239	✓	vérifiée
Etage 3	50	50	2500	1464,01	0,106	✓	vérifiée
Etage 4	45	45	2025	1158,14	0,104	✓	vérifiée
Etage 5	45	45	2025	912,43	0,090	✓	vérifiée
Etage 6	45	45	2025	672,94	0,066	✓	vérifiée
Etage 7	40	40	1600	439,44	0,061	✓	vérifiée
Etage 8	40	40	1600	227,35	0,032	✓	vérifiée

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Statio	P	V2	V3	T	M2	M3	Elem	Elem Statio
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C16	316	G+Q+Ex	Combination	Min	0	-2510,1621	-42,4662	0,4044	-1,7996	-6,9607	-156,0595	316	0
Story2	C16	337	G+Q+Ex	Combination	Min	0	-2131,3313	-187,0067	-13,9557	-3,0078	-18,5445	-312,9146	337	0
Story3	C16	349	G+Q+Ex	Combination	Min	0	-1791,4084	-150,6575	-14,673	-2,116	-21,0967	-228,6914	349	0
Story4	C16	370	G+Q+Ex	Combination	Min	0	-1464,0058	-182,6194	-22,04	-1,9596	-33,1895	-274,1251	370	0
Story5	C9	391	G+Q+Ey	Combination	Min	0	-1158,1388	-7,7761	-96,3629	-5,9329	-145,3056	-11,1149	391	0
Story6	C9	436	G+Q+Ey	Combination	Min	0	-912,4268	-5,871	-105,5055	-6,2063	-162,8719	-9,0379	436	0
Story7	C9	415	G+Q+Ey	Combination	Min	0	-672,9375	-4,3673	-112,388	-6,2854	-167,6099	-6,4901	415	0
Story8	C9	463	G+Q+Ey	Combination	Min	0	-439,4447	-2,7019	-79,6891	-3,9015	-119,2734	-4,2538	463	0
Story9	C13	483	G+Q+Ex	Combination	Min	0	-227,3454	-52,8732	21,1565	-0,6682	30,4982	-75,5441	483	0

Remarque :

- Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** ».
- Les efforts normaux réduits sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** ».

e-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (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^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003"}$$

Avec :

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

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

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

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

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.19 : Vérification l'effet P-Δ inter étages du modèle final selon l'axe (x-x).

Niveaux	Dans le sens X-X					Observation
	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	
RDC	562.0	29364.93	1.86	4632.76	0.021	vérifiée
Etage 1	306.0	25269.35	1.88	4450.2785	0.035	vérifiée
Etage 2	306.0	22045.95	2.15	4205.2212	0.037	vérifiée
Etage 3	306.0	18901.09	2.24	3883.8804	0.036	vérifiée
Etage 4	306.0	15756.22	2.24	3496.6049	0.033	vérifiée
Etage 5	306.0	12681.85	2.11	3039.2193	0.029	vérifiée
Etage 6	306.0	9607.48	1.91	2496.7934	0.024	vérifiée
Etage 7	306.0	6533.12	1.69	1853.5135	0.019	vérifiée
Etage 8	306.0	3439.72	1.42	1045.3507	0.015	vérifiée

TABLE: Story Forces										
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
					kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Story1	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	4632.76	208.8019	29659.6454	3783.7268	97524.5958
Story2	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	4450.2785	196.4528	28419.5758	2964.1966	72560.7153
Story3	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	4205.2212	183.0136	26771.6118	2601.5123	59567.4891
Story4	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	3883.8804	169.1862	24672.7455	2282.7656	47254.8699
Story5	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	3496.6049	159.7751	22221.2289	1976.3451	35817.2279
Story6	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	3039.2193	156.2399	19344.0397	1644.6824	25446.7364
Story7	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	2496.7934	160.0759	15916.9936	1254.1941	16361.5714
Story8	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	1853.5135	154.4692	11878.8095	797.5356	8835.747
Story9	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0	1045.3507	108.3483	6791.5218	331.5458	3198.773

Tableau IV.20 : Vérification l'effet P- Δ inter étages du modèle final selon l'axe (y-y).

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Dans le sens Y-Y			Observation
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	
RDC	562.0	29364.93	1.2	4643.1162	0.014	vérifiée
Etage 1	306.0	25269.35	1.33	4478.5868	0.025	vérifiée
Etage 2	306.0	22045.95	1.67	4256.8668	0.028	vérifiée
Etage 3	306.0	18901.09	1.91	3961.7234	0.030	vérifiée
Etage 4	306.0	15756.22	2.08	3593.0898	0.030	vérifiée
Etage 5	306.0	12681.85	2.17	3148.6666	0.029	vérifiée
Etage 6	306.0	9607.48	2.19	2610.3506	0.026	vérifiée
Etage 7	306.0	6533.12	2.18	1960.6412	0.024	vérifiée
Etage 8	306.0	3439.72	2.12	1117.1784	0.021	vérifiée

TABLE: Story Forces										
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
Story1	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	204.1523	4643.1162	69968.6715	99724.2588	4421.6369
Story2	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	200.9232	4478.5868	67471.1332	74655.321	3446.4865
Story3	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	199.7891	4256.8668	64119.4594	61544.3952	2946.905
Story4	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	194.0792	3961.7234	59646.8671	49048.0616	2474.0221
Story5	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	181.5349	3593.0898	54062.3517	37363.1959	2036.5907
Story6	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	165.3144	3148.6666	47356.7643	26694.9589	1631.4742
Story7	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	156.3822	2610.3506	39245.43	17273.4259	1229.6604
Story8	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	150.389	1960.6412	29473.9936	9390.6485	795.1655
Story9	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0	112.2853	1117.1784	16775.8247	3418.5661	343.5931

Tableau IV.21 : Poids cumulée de chaque étage.

TABLE: Story Forces										
Story	Output Case	Case Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m	
Story1	W	Combination	Bottom	29364.9338	0	0	0	184341.6166	-371441.3182	
Story2	W	Combination	Bottom	25269.3491	0	0	0	158779.7975	-320237.158	
Story3	W	Combination	Bottom	22045.9547	0	0	0	138526.9902	-279240.3183	
Story4	W	Combination	Bottom	18901.0891	0	0	0	118764.8455	-239297.987	
Story5	W	Combination	Bottom	15756.2234	0	0	0	99002.7007	-199355.6557	
Story6	W	Combination	Bottom	12681.854	0	0	0	79681.0137	-160360.1206	
Story7	W	Combination	Bottom	9607.4846	0	0	0	60359.3268	-121364.5854	
Story8	W	Combination	Bottom	6533.1152	0	0	0	41037.6398	-82369.0503	
Story9	W	Combination	Bottom	3439.7196	0	0	0	21556.1483	-43071.7229	

Vu les résultats obtenus les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ est satisfaites.

Conclusion :

Les étapes de vérification suivie pour définir le modèle final étaient de:

- comparer l'effort tranchant à la base obtenue par l'approche statique équivalente ($=0.8*V_{(stq)}$) qui ne doit pas dépasser la résultante des forces a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, cet effort($0.8*V_{(stq)}$) représente l'effort tranchant minimale.

- Vérifier les déplacements inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure.
- L'effort normal réduit pour prendre en considération l'écrasement du béton sous la composante verticale du séisme.

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANT

V.1 Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants 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_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	30	17	1,15	500	435
Accidentelle	1,15	30	22,17	1	500	500

V.2.2 Combinaison d'action :

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

a- Selon CBA 93 :

Situation durable :

ELU : 1,35G + 1,5Q

ELS : G + Q

b- Selon RPA 99 :

Situation accidentelle :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G + E \end{cases}$$

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.

$A_s^{\min} = 0,9\%B$ selon RPA99 version 2003

N.B : On utilise Le logiciel d'EXPERT et SOCOTEC pour le ferrailage des sections.

a)-Ferrailage des poteaux

1. Situation durable :

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

Poteaux:

a. (N^{\max} , M^{corr}) :Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{\max} , M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC,1 ^{er}	55×55	2772.0266	16.7578	SEC	0	0	27.3
2 ^{ème} ,3 ^{ème}	50×50	2055.8516	43.3376	SEC	0	0	22.5
4 ^{ème} ,5 ^{ème} ,6 ^{ème}	45×45	1452.781	48.3339	SEC	0	0	18.23
7 ^{ème} ,8 ^{ème}	40×40	582.9043	46.3474	SEC	0	0	14.4

TABLE: Element Forces - Columns													
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C13	310	ELU	Combination	0	2772.0266	7.6076	6.9615	-0.1808	13.9811	16.7578	310	0
Story3	C13	350	ELU	Combination	0	2055.8516	24.2344	29.7659	-0.4206	43.3376	36.2507	350	0
Story5	C13	396	ELU	Combination	0	1452.781	24.6221	32.8073	-0.4002	48.3339	37.011	396	0
Story8	C13	461	ELU	Combination	0	582.9043	21.4936	31.0167	-0.3193	46.3474	32.5199	461	0

b. (N^{\min} , M^{corr}) :Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{\min} , M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC,1 ^{er}	55×55	911.4209	-9.4572	SEC	0	0	27.3
2 ^{ème} ,3 ^{ème}	50×50	696.3231	-14.4175	SEC	0	0	22.5
4 ^{ème} ,5 ^{ème} ,6 ^{ème}	45×45	487.7121	-15.085	SEC	0	0	18.23
7 ^{ème} ,8 ^{ème}	40×40	189.2974	-12.8735	SEC	0	0	14.4

TABLE: Element Forces - Columns													
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C1	301	ELU	Combination	5.12	911.4209	3.1989	2.8621	-0.1808	-9.4572	-8.2866	301	5.12
Story3	C1	354	ELU	Combination	2.56	696.3231	14.2717	10.543	-0.4206	-11.8173	-14.4175	354	2.56
Story5	C1	387	ELU	Combination	2.56	487.7121	14.4946	10.5993	-0.4002	-11.6585	-15.085	387	2.56
Story8	C1	455	ELU	Combination	2.56	189.2974	12.5602	8.8407	-0.3193	-9.0304	-12.8735	455	2.56

c. (M^{\max} , N^{corr}) :**Tableau V.4** : Ferrailages des poteaux en situation durable (M^{\max} , N^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{corr} [kN]	M^{\max} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC, 1 ^{er}	55×55	1803.2944	-68.0581	SEC	0	0	27.3
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50×50	1752.2817	57.9882	SEC	0	0	22.5
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45×45	542.0551	62.5678	SEC	0	0	18.23
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40×40	178.6655	62.6646	SEC	0	0	14.4

TABLE: Element Forces - Columns													
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story2	C16	337	ELU	Combination	0	1803.2944	-42.6111	9.8658	-0.4424	16.8107	-68.0581	337	0
Story4	C13	371	ELU	Combination	0	1752.2817	30.5612	39.0711	-0.5214	57.9882	46.823	371	0
Story7	C14	418	ELU	Combination	0	542.0551	22.3951	42.4825	-0.485	62.5678	33.4572	418	0
Story9	C14	482	ELU	Combination	0	178.6655	26.6464	44.5338	-0.3317	62.6646	36.8612	482	0

2. Situation accidentelle :

- Combinaison : **G+Q+E**

Poteaux :a. (N^{\max} , M^{corr}) :**Tableau V.5** : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC, 1 ^{er}	55×55	-240.6156	22.757	SPC	3.22	1.5	27.3
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50×50	-218.2053	31.5462	SPC	3.58	0.78	22.5
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45×45	-138.3821	43.4039	SPC	3.51	0	18.23
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40×40	-21.7505	34.9563	SPC	2.12	0	14.4

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story2	C1	324	G+Q+Ey	Combination	Max	2.56	240.6156	30.2458	69.0533	7.717	22.757	2.3268	324	2.56
Story3	C1	354	G+Q+Ey	Combination	Max	2.56	218.2053	25.1006	58.7417	6.588	31.5462	4.3341	354	2.56
Story5	C1	387	G+Q+Ey	Combination	Max	2.56	138.3821	27.122	60.1871	5.3541	43.4039	6.341	387	2.56
Story8	C1	455	G+Q+Ey	Combination	Max	2.56	21.7505	22.6881	45.3946	3.4398	34.9563	4.351	455	2.56

b. (N^{min}, M^{corr})

Tableau V.6 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{min}, M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC,1 ^{er}	55×55	-238.5807	-1.124	SEC	2.34	2.43	27.3
2 ^{ème} ,3 ^{ème}	50×50	-218.2053	31.5462	SEC	3.44	0.92	22.5
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45×45	-138.3821	43.4039	SEC	3.1	0	18.23
7 ^{ème} ,8 ^{ème}	40×40	-21.7505	34.9563	SEC	1.56	0	14.4

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C1	301	G+Q+Ey	Combination	Max	5.12	-238.5807	5.2411	17.8209	3.8424	0.6954	-1.124	301	5.12
Story3	C1	354	G+Q+Ey	Combination	Max	2.56	-218.2053	25.1006	58.7417	6.588	31.5462	4.3341	354	2.56
Story5	C1	387	G+Q+Ey	Combination	Max	2.56	-138.3821	27.122	60.1871	5.3541	43.4039	6.341	387	2.56
Story8	C1	455	G+Q+Ey	Combination	Max	2.56	-21.7505	22.6881	45.3946	3.4398	34.9563	4.351	455	2.56

c. (M^{max}, N^{corr}) :

Tableau V.7 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{corr} [kN]	M^{max} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC,1 ^{er}	55×55	2131.3313	-312.9146	SEC	0	0	27.3
2 ^{ème} ,3 ^{ème}	50×50	1464.0058	-274.1251	SEC	0	0	22.5
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45×45	870.741	-226.5691	SEC	0	0	18.23
7 ^{ème} ,8 ^{ème}	40×40	195.8896	-159.9182	SEC	0	0	14.4

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story2	C16	337	G+Q+Ex	Combination	Min	0	2131.3313	-187.0067	-13.9557	-3.0078	-18.5445	-312.9146	337	0
Story4	C16	370	G+Q+Ex	Combination	Min	0	1464.0058	-182.6194	-22.04	-1.9596	-33.1895	-274.1251	370	0
Story6	C16	445	G+Q+Ex	Combination	Min	0	870.741	-148.9327	-22.7024	-0.9719	-36.1832	-226.5691	445	0
Story9	C16	490	G+Q+Ex	Combination	Min	0	195.8896	-112.7023	-28.5272	-0.6682	-40.1046	-159.9182	490	0

- Combinaison : **0,8G+E**

a. (N^{max} , M^{corr}) :

Tableau V.8 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{max} , M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC,1 ^{er}	55×55	1938.6823	-151.2408	SEC	0	0	27.3
2 ^{ème} ,3 ^{ème}	50×50	1393.8524	-217.118	SEC	0	0	22.5
4 ^{ème} ,5 ^{ème} ,6 ^{ème}	45×45	884.5065	-199.9368	SEC	0	0	18.23
7 ^{ème} ,8 ^{ème}	40×40	306.9762	-107.9406	SEC	0	0	14.4

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C16	316	0.8G+Ex	Combination	Min	0	1938.6823	-39.4537	-0.0966	-1.7503	-8.3388	-151.2408	316	0
Story3	C16	349	0.8G+Ex	Combination	Min	0	1393.8524	-142.1107	-16.6218	-2.002	-24.2638	-217.118	349	0
Story5	C16	401	0.8G+Ex	Combination	Min	0	884.5065	-135.34	-20.8065	-1.0417	-31.7985	-199.9368	401	0
Story8	C9	463	0.8G+Ey	Combination	Min	0	306.9762	-2.2717	-72.06	-3.8147	-107.9406	-3.7321	463	0

b. (N^{min} , M^{corr}) :

Tableau V.9 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{min} , M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC,1 ^{er}	55×55	-449.0809	3.1032	SET	4.61	4.37	27.3
2 ^{ème} ,3 ^{ème}	50×50	-381.5433	34.5806	SET	5.35	2.28	22.5
4 ^{ème} ,5 ^{ème} ,6 ^{ème}	45×45	-254.7431	46.3998	SET	4.87	0.23	18.23
7 ^{ème} ,8 ^{ème}	40×40	-70.2022	37.2028	SPC	2.75	0	14.4

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C1	301	0.8G+Ey	Combination	Max	5.12	-449.0809	4.4759	17.0894	3.8916	3.1032	0.775	301	5.12
Story3	C1	354	0.8G+Ey	Combination	Max	2.56	-381.5433	21.3308	56.0321	6.702	34.5806	8.0854	354	2.56
Story5	C1	387	0.8G+Ey	Combination	Max	2.56	-254.7431	23.3332	57.4636	5.4629	46.3998	10.2761	387	2.56
Story8	C1	455	0.8G+Ey	Combination	Max	2.56	-70.2022	19.5626	43.1674	3.5266	37.2028	7.443	455	2.56

c. (M^{\max} , N^{corr}) :**Tableau V.10** : Ferrillages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{corr} [kN]	M^{\max} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s,\text{min}}$ RPA
RDC, 1 ^{er}	55×55	1664.2837	-288.7653	SEC	0	0	27.3
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50×50	1132.2674	-257.3303	SEC	0	0	22.5
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45×45	662.0629	-210.2087	SEC	0	0	18.23
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40×40	157.386	-144.2155	SEC	0	0	14.4

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story2	C16	337	0.8G+Ex	Combination	Min	0	1664.2837	-172.5957	-16.8203	-2.8879	-23.4465	-288.7653	337	0
Story4	C16	370	0.8G+Ex	Combination	Min	0	1132.2674	-171.0684	-24.1951	-1.818	-36.6363	-257.3303	370	0
Story6	C16	445	0.8G+Ex	Combination	Min	0	662.0629	-138.1396	-24.1442	-0.85	-38.5012	-210.2087	445	0
Story9	C16	490	0.8G+Ex	Combination	Min	0	157.386	-102.2743	-28.6149	-0.5785	-40.7418	-144.2155	490	0

V.2.4. Choix des armatures :**1)- choix de ferrillage des poteaux :****Tableau V.11** : Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} (Z.R) (cm ²)	A_s^{max} (Z.C) (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)	$A_s^{\text{sup}}(\text{adp})$ = A_s^{inf}
RDC, 1 ^{er}	55×55	8.98	27.3	181.5	121	4T20+8T16	28.64	10.3
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50×50	7.63	22.5	150	100	12T16	24.12	8.04
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45×45	5.1	18.23	121.5	81	4T16+8T14	20.35	7.1
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40×40	2.75	14.4	96	64	4T14+8T12	15.2	5.43

V.2.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

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

● **Béton :** $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$

● **Acier:**

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

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

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = Min\left(\frac{1}{3} f_e, 110\eta\right)$

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=250MPa$.

➤ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. (N^{max}, M^{corr}) :

Tableau V.12 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{Max}, M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{max} (kN)	M_{ser}^{corr} (kN.m)	Section	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{er}	55×55	2003.28	11.94	28.64	SEC	94.8	250	6.35	18	OK
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50×50	1488.09	31.24	24.12	SEC	97.8	250	6.64	18	OK
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45×45	1052.42	34.82	20.35	SEC	95	250	6.54	18	OK
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40×40	424.29	33.40	15.2	SPC	69.4	250	4.95	18	OK

TABLE: Element Forces - Columns													
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C13	310	ELS	Combination	0	2003.2781	5.4086	4.9652	-0.1307	9.9812	11.9449	310	0
Story3	C13	350	ELS	Combination	0	1488.0922	17.4809	21.4505	-0.3042	31.2445	26.1765	350	0
Story5	C13	396	ELS	Combination	0	1052.4248	17.7386	23.6351	-0.2894	34.8202	26.667	396	0
Story8	C13	461	ELS	Combination	0	424.2944	15.4583	22.3517	-0.2309	33.4046	23.4087	461	0

b. (N^{min}, M^{corr}):

Tableau V.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{min}, M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{min} (kN)	M_{ser}^{corr} (kN.m)	Section	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC,1 ^{er}	55×55	585.62	-12.39	28.64	SEC	31.2	250	2.1	18	OK
2 ^{ème} ,3 ^{ème}	50×50	429.58	-13.09	24.12	SEC	30.4	250	2.08	18	OK
4 ^{ème} ,5 ^{ème} ,6 ^{ème}	45×45	207.51	-13.29	20.35	SEC	23.2	250	1.63	18	OK
7 ^{ème} ,8 ^{ème}	40×40	67.80	-16.80	15.2	SPC	27.6	250	2.1	18	OK

TABLE: Element Forces - Columns													
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story2	C1	324	ELS	Combination	2.56	585.6248	13.6576	11.2645	-0.32	-10.6292	-12.3927	324	2.56
Story4	C1	375	ELS	Combination	2.56	429.5775	12.7537	9.4628	-0.377	-10.1395	-13.0853	375	2.56
Story7	C1	411	ELS	Combination	2.56	207.5126	12.5027	9.0832	-0.3507	-10.0148	-13.294	411	2.56
Story9	C1	477	ELS	Combination	2.56	67.8049	13.9731	11.538	-0.2399	-14.6584	-16.8032	477	2.56

c. (N^{corr}, M^{max}):

Tableau V.14 : Vérification des contraintes pour les poteaux (M^{max}, N^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{corr} (kN)	M_{ser}^{max} (kN.m)	Section	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC,1 ^{er}	55×55	1307.22	-48.40	28.64	SEC	70.1	250	4.75	18	OK
2 ^{ème} ,3 ^{ème}	50×50	1268.79	41.76	24.12	SEC	91.4	250	6.25	18	OK
4 ^{ème} ,5 ^{ème} ,6 ^{ème}	45×45	393.69	45.11	20.35	SPC	59.1	250	4.22	18	OK
7 ^{ème} ,8 ^{ème}	40×40	130.1	45.30	15.2	SPC	71.6	250	5.78	18	OK

TABLE: Element Forces - Columns													
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story2	C16	337	ELS	Combination	0	1307.2175	-30.4069	7.1076	-0.32	12.1078	-48.4039	337	0
Story4	C13	371	ELS	Combination	0	1268.7895	22.0074	28.1382	-0.377	41.7594	33.7158	371	0
Story7	C14	418	ELS	Combination	0	393.6917	16.1794	30.6304	-0.3507	45.1088	24.172	418	0
Story9	C14	482	ELS	Combination	0	130.0995	19.3355	32.2361	-0.2399	45.2999	26.7148	482	0

V.2 .6 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 :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

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 : [1]

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

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

Selon RPA99 ver.2003 : [2]

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

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

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

Avec :

$$\lambda: \text{L'élanement du poteau} \left(\lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a} \right)$$

i : Rayon de giration.

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

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

➤ Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

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

Niveaux	Sections (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	τ _u <i>BAEL</i> (MPa)	Vérification
RDC	55x55	42.47	0.14	24.78	0,075	2.25	3	OK
1 ^{er}	55x55	187.01	0.62	13.49	0.075	2.25	3	OK
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50x50	182.62	0.73	14.84	0,075	2.25	3	OK
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45x45	148.93	0.74	16.49	0,075	2.25	3	OK
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40x40	112.70	0.71	18.55	0,075	2.25	3	OK

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C16	316	G+Q+Ex	Combination	Min	0	2510.1621	42.4662	0.4044	-1.7996	-6.9607	-156.0595	316	0
Story2	C16	337	G+Q+Ex	Combination	Min	0	2131.3313	187.0067	-13.9557	-3.0078	-18.5445	-312.9146	337	0
Story4	C16	370	G+Q+Ex	Combination	Min	0	1464.0058	182.6194	-22.04	-1.9596	-33.1895	-274.1251	370	0
Story6	C16	445	G+Q+Ex	Combination	Min	0	870.741	148.9327	-22.7024	-0.9719	-36.1832	-226.5691	445	0
Story9	C16	490	G+Q+Ex	Combination	Min	0	195.8896	112.7023	-28.5272	-0.6682	-40.1046	-159.9182	490	0

V.2.7 Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

- Selon **BAEL91 modifié 99** : [1]

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

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Ø_t : Diamètre des armatures transversales.

Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le RPA99 version 2003 : [2]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

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_t : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

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

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 $f_e = 500$ MPa.

➤ Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux.

Tableau V.16 : Espacement maximale selon RPA99 des poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø ₁ (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC, 1 ^{er}	55x55	4T20+8T16	16	10	15
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50x50	12T16	16	10	15
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45x45	4T16+8T14	14	10	15
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40x40	4T14+8T12	12	10	10

➤ Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

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

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	55x55	3.934	7.15	2.5	42.61	N	10	0.04	1.65	4T8	2.01
						C	15	0.06	2.5	4T10	3.14
1 ^{er}	55x55	2.142	3.89	3.75	187.01	N	10	0.46	3.135	4T10	3.14
						C	15	0.69	4.7	6T10	4.71
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50x50	2.142	4.28	3.75	182.62	N	10	0.45	2.4	4T10	3.14
						C	15	0.68	3.6	6T10	4.71
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45x45	2.142	4.76	3.75	148.93	N	10	0.37	1.62	4T8	2.01
						C	15	0.56	2.43	4T10	3.14
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40x40	2.142	5.36	2.5	112.7	N	10	0.18	1.2	4T8	2.01
						C	10	0.18	1.2	4T8	2.01

V.2.8 Longueur de recouvrement :

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

Pour :

- Ø=20mm.....L_r=100cm
- Ø=16mm.....L_r=80cm
- Ø=14mm.....L_r=70cm
- Ø=12mm.....L_r=60cm

V.2.9. Ferraillage des Poteaux du Sous-sol

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferraillage est donné par :

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

B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r = (a-2)(b-2)$) cm²
 α : Coefficient dépendant de l'élançement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$ poteau carrée
 L_f : Longueur de flambement.
 i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$).
 I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

$B_r = (a-0,02)^2$ [m²]. Poteau carré

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

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

a. Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de:

TABLE: Element Forces - Columns													
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		
Structure inferieur													
SOUS-SOL 2	C13	310	G	LinStatic	0	532.5265	6.2335	5.7857	0.0932	5.2263	4.7077	310	0
SOUS-SOL 2	C13	310	Q	LinStatic	0	221.4283	3.3051	2.6049	0.0004	2.5899	3.3927	310	0
SOUS-SOL 2	C13	310	ELU	Combination	0	1051.0533	13.3729	11.718	0.1265	10.9404	11.4444	310	0
Structure superieur													
RDC	C13	310	G	LinStatic	0	1552.6041	3.3682	3.2415	-0.1019	6.6042	7.73	310	0
RDC	C13	310	Q	LinStatic	0	450.674	2.0403	1.7236	-0.0289	3.3769	4.2149	310	0
RDC	C13	310	ELU	Combination	0	2772.0266	7.6076	6.9615	-0.1808	13.9811	16.7578	310	0

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol : $N_{u(ss)} = N_{s inf} + N_{s sup} = 3823.08$ KN

b. Calcul du ferrailage :

Le sous-sol est de section carrée $B= 55 \times 55 \text{ cm}^2$

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 15,88 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{0,7 \times 3,06 \times 10^2}{15,88} = 13,49 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,83$
- $Br = (55 - 2)^2 = 2809 . \text{cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{3823,08 \times 10^3}{0,83} - \frac{2809 \times 10^2}{0,9} \times \frac{30}{1,5} \right) \frac{1,15}{500} = -37,63 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s < 0$$

Le ferrailage se fait par rapport $A_s^{\min} = 0,9\% B$ selon RPA99 version 2003

$$A_s = A_s^{\min} = 27,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow (4T20+8T16)$$

V.2.10 Schéma de ferrailage des poteaux :

Tableau V.18 : Schéma de ferrailage des poteaux zone nodale.

	$A \times B = 55 \times 55$
3 Sous-sol ; RDC	<p>4T20 8T16 cad T8 L=210⁴⁹</p>
	$A \times B = 55 \times 55$
1^{er}	<p>4T20 8T16 cad T10 L=210⁴⁹</p>
	$A \times B = 50 \times 50$
2^{ème} ; 3^{ème}	<p>4T16 8T16 cad T10 L=190⁴⁴</p>
	$A \times B = 45 \times 45$
4^{ème} ; 5^{ème} et 6^{ème}	<p>4T16 8T14 cad T8 L=150³⁴</p>
	$A \times B = 40 \times 40$
7^{ème} ; 8^{ème}	<p>4T14 8T12 cad T10 L=130³⁴</p>

Tableau V.19 : Schéma de ferrailage des poteaux zone courante.

	$A \times B = 55 \times 55$
3 Sous-sol ; RDC	
	$A \times B = 55 \times 55$
1 ^{er}	
	$A \times B = 50 \times 50$
2 ^{ème} ; 3 ^{ème}	
	$A \times B = 45 \times 45$
4 ^{ème} ; 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	
	$A \times B = 45 \times 45$
7 ^{ème} ; 8 ^{ème}	

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 : [3]

Situation durable :

ELU: 1.35 G + 1.5 Q

ELS: G + Q

b. Selon RPA 99 : [2]

Situation accidentelle

0.8 G ± E

G + Q ± E

V.3.2 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 ; $\sigma_{bc} = 18$ MPa.

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

- **Situation accidentelle:**

Béton: $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18$ MPa.

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

V.3.3 Calcul de ferrailage :

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

Ont disposé 2 types de poutres :

- Poutres principales 30x50(cm²)
- Poutres secondaires 30x45(cm²)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (Expert) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

1. Sens porteur:

a-Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V.2 : Ferraillage des poutres porteuses 30x50.

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x50	Travée	66.8532	-57.6077	3.3	2.9
30x50	Appui	33.1928	-86.4862	1.6	4.4

TABLE: Element Forces - Beams													
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story9	B6	46	ELU	Combination	0.975	0	-8.5171	0	-1.297	0	33.1928	46-2	0
Story1	B29	261	ELU	Combination	5.425	0	103.0814	0	-7.0489	0	-86.4862	261-5	0.865
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story1	B29	261	ELU	Combination	2.66	0	-0.5461	0	0.0102	0	66.8532	261-3	0.38
Story9	B31	271	ELU	Combination	1.968	0	-63.0936	0	-1.4275	0	-57.6077	271-3	0

b-Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V.21: Ferraillage des poutres porteuses 30x50.

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x50	Travée	182.6352	-186.2471	8.1	8.3
30x50	Appui	256.0682	-334.5211	11.4	15.4

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story7	B28	246	G+Q+Ey	Combination	Max	0.225	8.5738	78.5392	0.0518	-16.8603	0.0351	256.0682	246-1	0.225
Story8	B28	245	G+Q+Ey	Combination	Min	5.5	-9.7709	-70.3424	-0.09	16.433	-0.0516	-334.5211	245-5	0.94
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story7	B28	246	G+Q+Ey	Combination	Max	1.14	8.5738	81.9704	0.0518	-16.8603	0.0533	182.6352	246-1	1.14
Story7	B28	246	G+Q+Ey	Combination	Min	4.56	-8.5598	-75.5104	-0.0806	15.8741	-0.061	-186.2471	246-5	0

c-Situation accidentelle : 0.8G +E

Tableau V.22 : Ferraillage des poutres porteuses 30x50.

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x50	Travée	181.5111	-183.7127	8	8.1
30x50	Appui	267.9686	-316.0669	11.9	14.4

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story7	B28	246	0.8G+Ey	Combination	Max	0.225	8.5738	93.1168	0.0518	-8.3451	0.0351	267.9686	246-1	0.225
Story8	B28	245	0.8G+Ey	Combination	Min	5.5	-9.7709	-87.5099	-0.09	7.9604	-0.0516	-316.0669	245-5	0.94
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story7	B28	246	0.8G+Ey	Combination	Max	1.14	8.5738	95.8618	0.0518	-8.3451	0.0533	181.5111	246-1	1.14
Story7	B28	246	0.8G+Ey	Combination	Min	4.56	-8.5598	-91.841	-0.0806	7.5404	-0.061	-183.7127	246-5	0

2.Sens non porteur:

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V.23 : Ferraillage des poutres non porteuses 30x45.

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x45	Travée	61.9907	-69.2082	3.5	3.9
30x45	Appui	8.7287	-117.6645	1.3	6.8

TABLE: Element Forces - Beams													
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story8	B14	119	ELU	Combination	0.65	0	-54.0121	0	5.5612	0	8.7287	119-1	0.65
Story8	B14	119	ELU	Combination	5.3	0	100.5174	0	-10.7283	0	-117.6645	119-5	0.9
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story9	B14	118	ELU	Combination	2.2	0	8.9045	0	-1.9621	0	61.9907	118-3	0
Story8	B9	74	ELU	Combination	4.85	0	95.8129	0	9.3939	0	-69.2082	74-5	0.45

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V.24 : Ferraillage des poutres non porteuses 30x45.

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x45	Travée	83.7686	-92.6984	4.1	4.5
30x45	Appui	196.0862	-210.8537	9.8	10.6

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story3	B33	295	G+Q+Ex	Combination	Max	0.25	1.8456	146.0127	0.0972	17.6289	0.033	196.0862	295-1	0.25
Story3	B33	295	G+Q+Ex	Combination	Min	0.25	-1.8456	-173.7505	-0.0972	-16.2057	-0.033	-210.8537	295-1	0.25
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story3	B17	151	G+Q+Ex	Combination	Max	1.1	3.7306	34.6518	0.0248	-3.3553	0.0232	83.7686	151-1	1.1
Story5	B14	122	G+Q+Ex	Combination	Min	4.4	-6.3052	18.4632	-0.0539	-9.3606	-0.0392	-92.6984	122-5	0

c. Situation accidentelle : 0.8G +E

Tableau V.25 : Ferraillage des poutres non porteuses 30x45.

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x45	Travée	89.3245	-94.7875	4.4	4.6
30x45	Appui	198.8147	-208.1252	9.9	10.4

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story3	B33	295	0.8G+Ex	Combination	Max	0.25	1.8456	150.7386	0.0972	17.2934	0.033	198.8147	295-1	0.25
Story3	B33	295	0.8G+Ex	Combination	Min	0.25	-1.8456	-169.0246	-0.0972	-16.5412	-0.033	-208.1252	295-1	0.25
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story4	B19	168	0.8G+Ex	Combination	Max	1.1	3.5052	36.5463	0.0379	-2.8151	0.0271	89.3245	168-1	1.1
Story4	B19	168	0.8G+Ex	Combination	Min	1.1	-3.5052	-68.6386	-0.0379	-4.3538	-0.0271	-94.7875	168-1	1.1

VI.3.3 Choix des armatures :

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

Tableau V.26 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x50.

Section	Position	A _s max z.c (cm ²)	A _s max z.r (cm ²)	A _s min (cm ²)	A _s cal (cm ²)	A _s cal (cm ²)	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur(As')	A _s max ^{adp} (cm ²)	A _s min ^{adp} (cm ²)
30x50	Travée	60	90	7.5	8.1	8.3	3T20	3T20	9.42	9.42
30x50	Appui	60	90	7.5	11.9	15.4	3T20+2T14	3T20+3T16	12.5	15.46

Tableau V.27 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x45.

Section	Position	A _s max z.c (cm ²)	A _s max z.r (cm ²)	A _s min (cm ²)	A _s cal (cm ²)	A _s cal (cm ²)	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur(As')	A _s max ^{adp} (cm ²)	A _s min ^{adp} (cm ²)
30x45	Travée	54	81	6.75	4.4	4.6	3T16	3T16	6.03	6.03
30x45	Appui	54	81	6.75	9.9	10.6	5T16	3T16+3T14	10.05	10.65

V.3.4- Condition de non fragilité :

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

Avec :

$$f_{t28} = 2.4\text{MPa} \quad ; \quad f_e = 500\text{MPa}$$

Tableau V.28: Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	A _s ^{choisi} (A _s ^(min)) (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
30x50	9.42	1,57	Vérifiée
30x45	6.03	1,41	Vérifiée

V.3.5- 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.**

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

- **Acier.**

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

Où : η = 1,60 pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

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

Tableau V.29: Vérification des poutres (30X50) à l'ELS.

Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	48.5849	2.95	18	43.4	250	vérifier
Appui	-61.6307	3.01	18	44.5	250	vérifier

TABLE: Element Forces - Beams													
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story9	B29	253	ELS	Combination	2.66	0	-0.1617	0	0.0885	0	48.5849	253-3	0.38
Story9	B29	253	ELS	Combination	3.04	0	1.2633	0	0.0885	0	48.3755	253-3	0.76
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story1	B30	270	ELS	Combination	5.425	0	72.8694	0	6.0074	0	-61.0253	270-5	0.865
Story1	B29	261	ELS	Combination	5.425	0	73.513	0	-4.9887	0	-61.6307	261-5	0.865

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

Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	45.3215	4.12	18	60.4	250	vérifier
Appui	-84.9357	5.69	18	83.8	250	vérifier

TABLE: Element Forces - Beams													
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story9	B14	118	ELS	Combination	2.2	0	6.3631	0	-1.4229	0	45.3215	118-3	0
Story9	B14	118	ELS	Combination	2.2	0	-17.8305	0	0.2764	0	45.0918	118-2	1.1
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story8	B9	74	ELS	Combination	5.3	0	70.5559	0	6.7568	0	-81.3729	74-5	0.9
Story8	B14	119	ELS	Combination	5.3	0	72.4916	0	-7.723	0	-84.9357	119-5	0.9

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) = 3 \text{ MPA}$. (Fissuration préjudiciable). **Selon le BAEL91 modifié**

99

Tableau V.31: Vérification de la contrainte de cisaillement.

Section	T _u ^{max} (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérifier
30x50	221.2747	1.55	3	vérifier
30x45	152.8847	1.2	3	vérifier

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Poutre 30x50														
Story3	B31	277	0.8G+Ex	Combination	Max	1.14	0.3699	221.2747	0.1272	46.8517	0.0673	4.2763	277-1	1.14
Poutre 30x45														
Story3	B33	295	0.8G+Ex	Combination	Max	1.0448	1.8456	152.8847	0.0972	17.2934	0.0443	78.1488	295-1	1.0448

V.3.5-Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 (f_e=500MPa).

❖ Selon le BAEL 91 modifié 99 : →
$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

❖ Selon le RPA 99 version 2003 : →
$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.2\text{cm}.$

➤ Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.32: 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			
30x50	221.2747	1.55	40	12.5	25	12.5	25	2,25	4T10	3,14
30x45	152.8847	1.2	36.45	11.25	22.5	10	20	1,8	4T8	2.01

V.3.6-Recouvrement des armatures longitudinales :

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

On a :

- a. Ø=20mm.....L_r=100cm
- b. Ø=16mm.....L_r=80cm
- c. Ø=14mm.....L_r=70cm
- d. Ø=12mm.....L_r=60cm

V.3.7-Arrêt des barres :

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

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

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

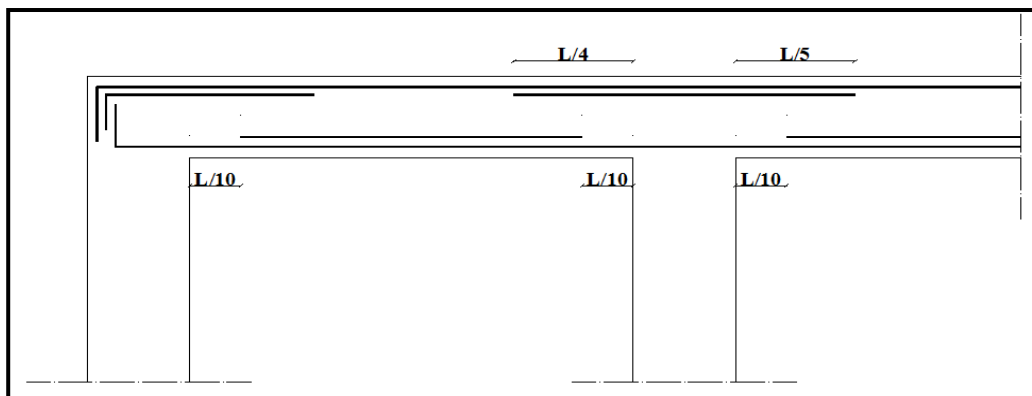


Figure V.1 : Arrêt des barres.

V.3.8-Vérification de la flèche :

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Tel que :

$$\bar{f}_1 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1.04 \text{ cm} \quad (L = 5,4 \text{ m})$$

$$\bar{f}_2 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1.02 \text{ cm} \quad (L = 5,2 \text{ m})$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Calcul de la flèche due aux déformations différées : $f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées : $f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

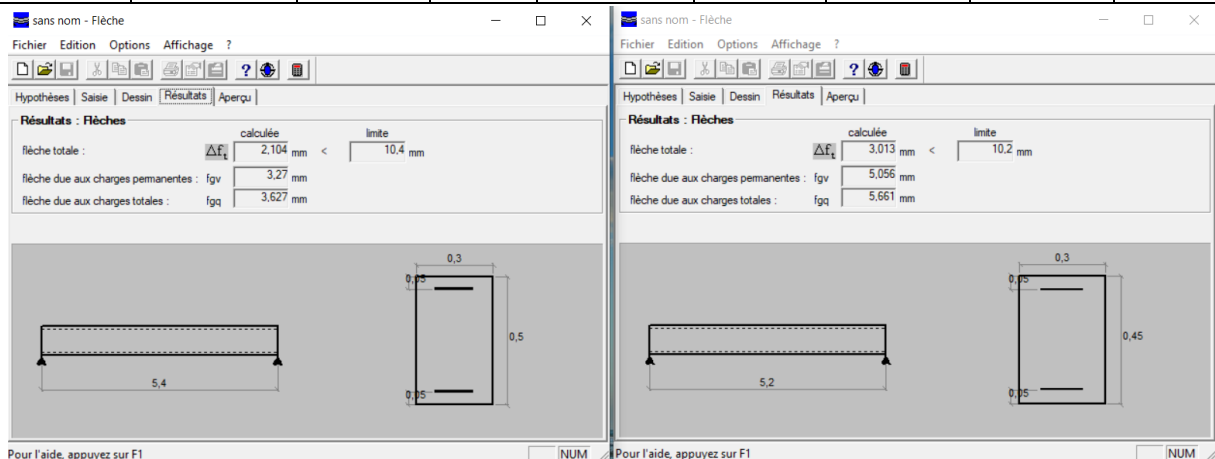
$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

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

Tableau V.33: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Section (cm ²)	Longueur (m)	M _{ser} (KNm)	A _s ^{adp} (cm ²)	I ₀ (cm ⁴)	Fi (cm)	Fv (cm)	Δft(cm)	f̄ (cm)
30x50	5.4	48.5849	9.42	455566.25	0.327	0.3627	0.2104	1.04
30x45	5.2	45.3215	6.03	300172.5	0.5056	0.5661	0.3031	1.02



➤ Poutre secondaire 30x45 (pour les bouts voile) :

a-Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V.34 : Ferrailage des poutres non porteuses 30x45(pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x45	Travée	8.4158	-13.9226	1.3	1.3
30x45	Appui	7.7311	-7.1177	1.3	1.3

TABLE: Element Forces - Beams													
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story9	B25	217	ELU	Combination	0.9165	0	-3.8398	0	0.2129	0	7.7311	217-2	0
Story8	B25	218	ELU	Combination	0.2	0	-17.7814	0	-4.6694	0	-7.1177	218-1	0.2
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story9	B25	217	ELU	Combination	1.3747	0	0.8512	0	0.2129	0	8.4158	217-2	0.4582
Story1	B25	225	ELU	Combination	2.7495	0	41.4786	0	15.4424	0	-13.9226	225-4	0.1

b-Situation accidentelle G+Q+E

Tableau V.35: Ferrailage des poutres non porteuses 30x45(pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x45	Travée	243.153	-259.8377	12.2	13.1
30x45	Appui	165.8402	-174.8578	8.2	8.7

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story3	B25	223	G+Q+Ex	Combination	Max	0.25	1.8221	136.3399	0.2164	2.4597	0.0486	165.8402	223-1	0.25
Story3	B25	223	G+Q+Ex	Combination	Min	0.25	-1.8221	-161.1861	-0.2164	-9.3899	-0.0486	-174.8578	223-1	0.25
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story3	B25	223	G+Q+Ex	Combination	Max	2.7495	0	215.1438	0	20.5245	0	243.153	223-4	0.1
Story3	B25	223	G+Q+Ex	Combination	Min	2.7495	0	-158.1722	0	1.3745	0	-259.8377	223-4	0.1

c-Situation accidentelle 0.8G +E

Tableau V.36: Ferrailage des poutres non porteuses 30x45(pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x45	Travée	245.9181	-257.0726	12.3	13
30x45	Appui	167.4249	-173.2731	8.3	8.6

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story3	B25	223	0.8G+Ex	Combination	Max	0.25	1.8221	140.4722	0.2164	3.7881	0.0486	167.4249	223-1	0.25
Story3	B25	223	0.8G+Ex	Combination	Min	0.25	-1.8221	-157.0539	-0.2164	-8.0616	-0.0486	-173.2731	223-1	0.25
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story3	B25	223	0.8G+Ex	Combination	Max	2.7495	0	205.1945	0	16.3662	0	245.9181	223-4	0.1
Story3	B25	223	0.8G+Ex	Combination	Min	2.7495	0	-168.1214	0	-2.7838	0	-257.0726	223-4	0.1

➤ **Choix des armatures :**

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.37: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x45(pour les bouts de voile).

Section	Position	$A_{s\ max\ z.c}$ (cm ²)	$A_{s\ max\ z.r}$ (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	$A_{s\ cal}$ (cm ²)	$A_{s\ cal}^{\prime}$ (cm ²)	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur(As')	$A_{s\ max}^{adp}$ (cm ²)	$A_{s\ min}^{adp}$ (cm ²)
30x45	Travée	54	81	6.75	12.3	13.1	3T16+5T14	3T16+5T14	13.73	13.73
30x45	Appui	54	81	6.75	8.3	8.7	5T16	5T16	10.05	10.05

➤ **Condition de non fragilité :**

Tableau V.38: Vérification de la condition de non fragilité 30x45(pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	$A_{s(min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Vérification
30x45	10.05	1.34	Vérifiée

➤ **Vérification vis à vis de l'ELS :**

Tableau V.39 : Vérification des poutres à l'ELS 30x45(pour les bouts de voile).

Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	6.0745	0.4	18	5	250	vérifier
Appui	-5.1521	0.34	18	4.24	250	vérifier

Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m	Element	Elem Station m
Story9	B25	217	ELS	Combination	1.3747	0	0.6172	0	0.1552	0	6.0745	217-2	0.4582
Story7	B25	219	ELS	Combination	1.7663	0	9.7977	0	3.9391	0	5.8054	219-3	0
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story6	B25	220	ELS	Combination	0.225	0	-12.8704	0	-3.3812	0	-5.0298	220-1	0.225
Story8	B25	218	ELS	Combination	0.2	0	-12.9239	0	-3.3728	0	-5.1521	218-1	0.2

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Tableau V.40 : Vérification de la contrainte de cisaillement 30x45(pour les bouts de voile).

Section	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifier
30x45	215.1438	1.69	3	vérifier

Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m	Element	Elem Station m
Story3	B25	223	G+Q+Ex	Combination	Max	2.7495	0	215.1438	0	20.5245	0	243.153	223-4	0.1

➤ Calcul des armatures transversales :

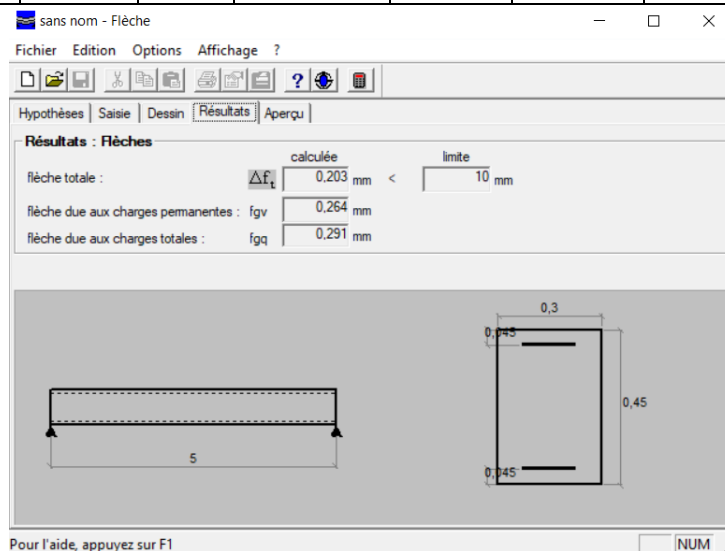
Tableau V.41 : calcul des armatures transversales 30x45(pour les bouts de voile).

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	215.1438	1.69	36.45	11.25	22.5	10	20	1.8	4T8	2.01

➤ Vérification de la flèche :

Tableau V.42: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche 30x45(pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	Longueur (m)	M _{ser} kNm	A _s ^{adp} (cm ²)	I ₀ (cm ⁴)	f _i (cm)	f _v (cm)	Δf _t (cm)	f̄ (cm)
30x45	5	6.0745	10.05	348412.5	0.0264	0.0291	0.0203	1



V.3.8 Schéma de ferrailage des poutres :

Tableau V.43 : Schéma de ferrailage des poutres porteuses et non porteuses.

TRAVEE	APPUIS
<p>Poutres porteuses 30x50</p>	
<p>Poutres non porteuses 30x45</p>	

Tableau V.44 : Schéma de ferrailage des poutres non porteuses pour les bouts de voile.

TRAVEE	APPUIS
<p>3T16 fil+3T14 chap+2T14 chap</p> <p>étré T8 L=88</p> <p>cadre T8 L=136</p> <p>3T16 fil+3T14 chap+2T14 chap</p>	<p>3T16 fil+2T16</p> <p>étré T8 L=88</p> <p>cadre T8 L=136</p> <p>3T16 fil+2T16</p>
<p>Poutres non porteuses pour les bouts de voile 30x45</p>	

V.4.Ferrailage des voiles:**V.4.1. Méthode des contraintes :****V.4.1.1. Introduction :**

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.

Remarque :

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 incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **DTU 23.1** « murs en béton banché » .

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

Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

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

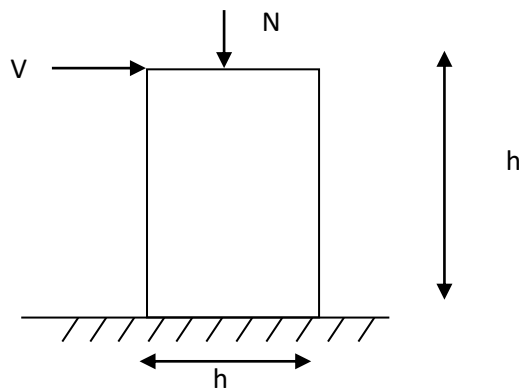
verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

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. [7]

4.2. INTRODUCTION AU FERRAILLAGE DES VOILES :

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



Le 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.

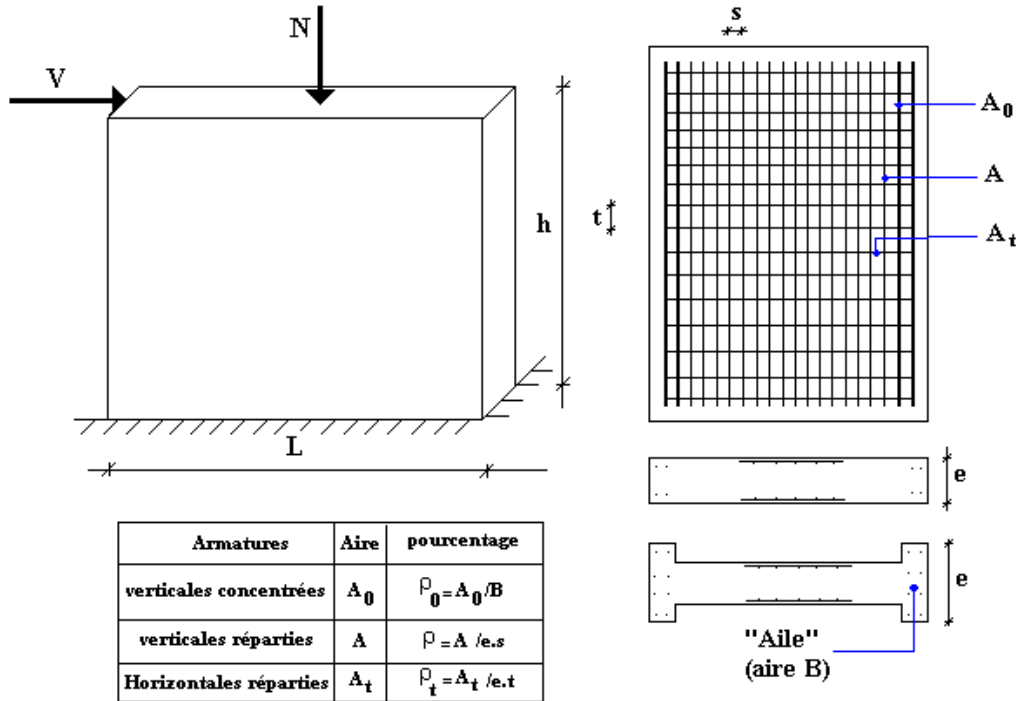
Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 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.

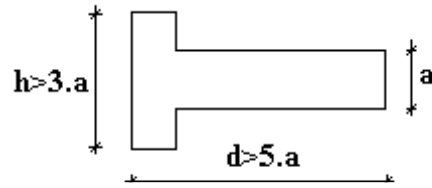
En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.



4.3. JUSTIFICATIONS SOUS SOLlicitATIONS NORMALES [12]

a. Conditions d'application:

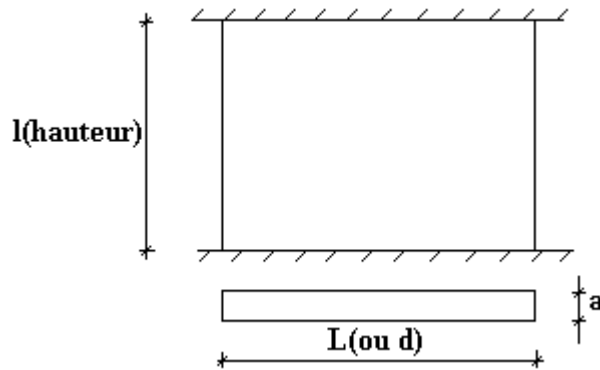
- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10cm$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12cm$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15cm$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du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



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.



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

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

Tableau V.45: Valeurs de (l_f/l) .

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encasté en tête et en pied	Présence de plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Présence de plancher d'un seul coté	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:

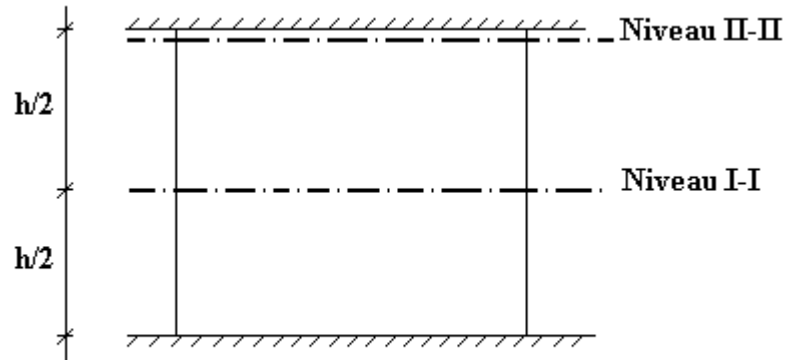
Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir.

Tableau V.46 : Calcul de $\sigma_{u\ lim}$.

	<i>Notation</i>	<i>Unités</i>	<i>Voiles armé verticalement</i>	<i>Voile non armé verticalement</i>
<i>Elancement</i>	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<i>Section réduite</i>	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
<i>Pour $\lambda \leq 50$</i> <i>Pour $50 \leq \lambda \leq 80$</i>	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
<i>Effort limite ELU</i>	$N_{u\ lim}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
<i>Contraintes limites</i>	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 :

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 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.47: 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	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_{v\text{Max}} =$ 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 \varnothing_i) pris en compte dans le calcul de $N_{u\ lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre \varnothing_t)

Tableau V.48: Acers transversaux.

	Nombre d'armatures transversales	Diamètre \varnothing_t
$\varnothing_1 \leq 12\text{ mm}$	4 épingles par m ² de voile	6 mm
$12\text{ mm} \leq \varnothing_1 \leq 20\text{ mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15\varnothing_1$	6 mm
$20\text{ mm} \leq \varnothing_1$		8 mm

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 $S_{12} \leq 0.05f_{c28}$).

4.4. Procédure De Ferrailage Des Trumeaux.

4.4.1. 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).

4.4.2 Méthode Simplifiée Basée Sur Les Contraintes :(Calcul Des Aciers Verticaux) :

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

1 - ZONE COMPRIMEE :

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

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

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

2 - ZONE TENDUE :

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

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

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta s = A_v \dots\dots\dots (1)$$

Où $\Delta s = e \times l_m$

$\frac{A_s}{S}$ Est répartie sur S ; cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

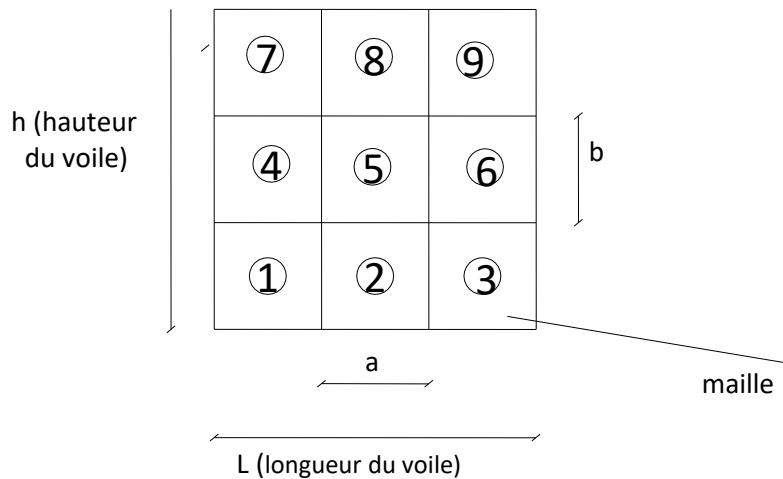


Figure V.2: Discretisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferraillage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

4.4.3 Aciers Horizontaux:

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

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0.8(0.8f_e)} = \frac{1.4 \tau_u a S_t}{0.8f_e} 1.25$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par l'interface graphique du **ETABS**.

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

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

4.4.5. Préconisation Du Règlement Parasismique Algérien (Rpa99 Version2003) :

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 0.15% .
- 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 0.15% 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 .

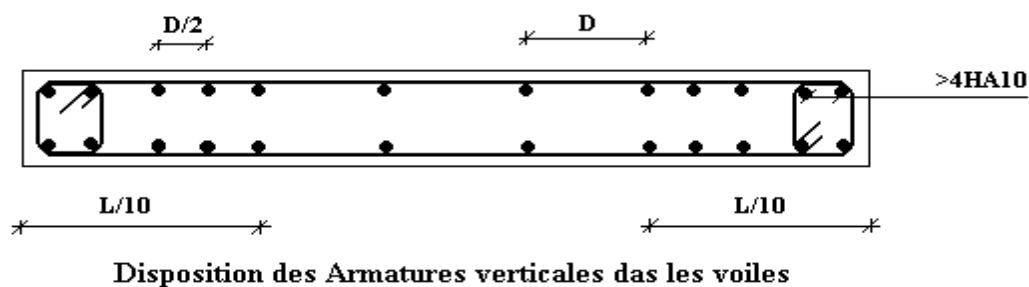


Figure V.3 : Disposition des Armatures verticales dans les voiles.

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 : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- 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 : $A = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

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

Exemple de calcul (voile VI) :

Soit le voile de longueur

$$L = 3.9 \text{ m}$$

$$a = 0.2 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3.06 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

Le voile est découpé en 4 mailles horizontales de même longueur $L^i = 0.975$ m et de section $S_i = L^i \cdot (a)$.

• **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de 3.06 d'où la hauteur libre est égale à :

▪ $h_e = 3.06 - 0.50 = 2.56$ m (0.50m : hauteur de la poutre)

Tableau V.49 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$2.56 \times 0.85 = 2.176$	$0.8 \times 2.56 = 2.048$
Elancement λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.2} = 37.69$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.2} = 35.47$
Coefficient α	/	0.494	0.705
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1m$	m ²	$(a - 0.02) = (0.2 - 0.02) = 0.18$	$(a - 0.02)l = (0.2 - 0.02)l = 0.18$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 1m$	MPa	$\sigma_{bna} = 0.494 \left[\frac{0.18 \times 25}{0.9 \times 1.15 \times 0.18} \right]$ $\sigma_{bna} = 11.93 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0.705}{1 \times 0.18} \left(\frac{0.18 \times 25}{0.9 \times 1.15} + A_s \frac{500}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 17.38 \text{ MPa}$

Remarque:

$\sigma_{ba} = 17.38 \text{ MPa}$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$B_{et} = (0.18) (1) \text{ m}^2$

$A_s = 1.8 \times 10^{-4} \text{ cm}^2$

Tableau V.50 : Calcul des armatures verticales de l'exemple.

<i>Maïle</i> (ou élément de voile)	1	2	3	4
<i>Dimensions (m²)</i> (a* <i>l</i>) = S _j	0.195	0.195	0.195	0.195
<i>Contrainte moyenne par bande</i> σ _j (MPa)	4.08	1.04	0.76	2.81
<i>Force de traction</i> F _t (N) = σ _j S _j	0.7956	0.2028	0.1482	0.54795
<i>Section d'acier (cm²)</i> $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle γ _s = 1)	15.912	4.056	3.9	10.959
<i>Aciers minimaux (cm²)</i> 1. Selon BAEL: 0,1% S _{béton} 2. Selon RPA99: 0,15 % S _{béton}	1.95 2.925	1.95 2.925	1.95 2.925	1.95 2.925
<i>Acier total</i> (sur deux faces en cm ²) S _i : espacement (Cm)	2 × 10T12 = 22.6 $\frac{97.5}{9} = 10.83$	2 × 5T10 = 7.9 $\frac{97.5}{4} = 24.375$	2 × 5T10 = 7.9 $\frac{97.5}{4} = 24.375$	2 × 10T10 = 15.8 $\frac{97.5}{9} = 24.375$
<i>S ≤ (1.5 a, 30cm)</i> S ≤ 30 cm	vérifié	vérifié	vérifié	Vérifié

- *Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture)*

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1.4 V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12} \cdot a \cdot Li$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.67(200)(1020)}{500} 1.4 = 1049.29 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 10.49 \text{ cm}^2$$

- **Aciers horizontaux :**

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

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

$$S_{t \min} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (1,67) (200) (300)}{(0,8) (500) (0,8)} = 4,38 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (30,08) = 20,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) \times a \times l = \frac{0,15}{100} (20) (102) = 3,06 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 20,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 7T14 = 21,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{1020}{6} = 170 \text{ mm}$$

On prend : $S_t = 150 \text{ mm} < S_{t \min} = 300 \text{ mm}$... vérifié

5. PRESENTATION DES RESULTATS

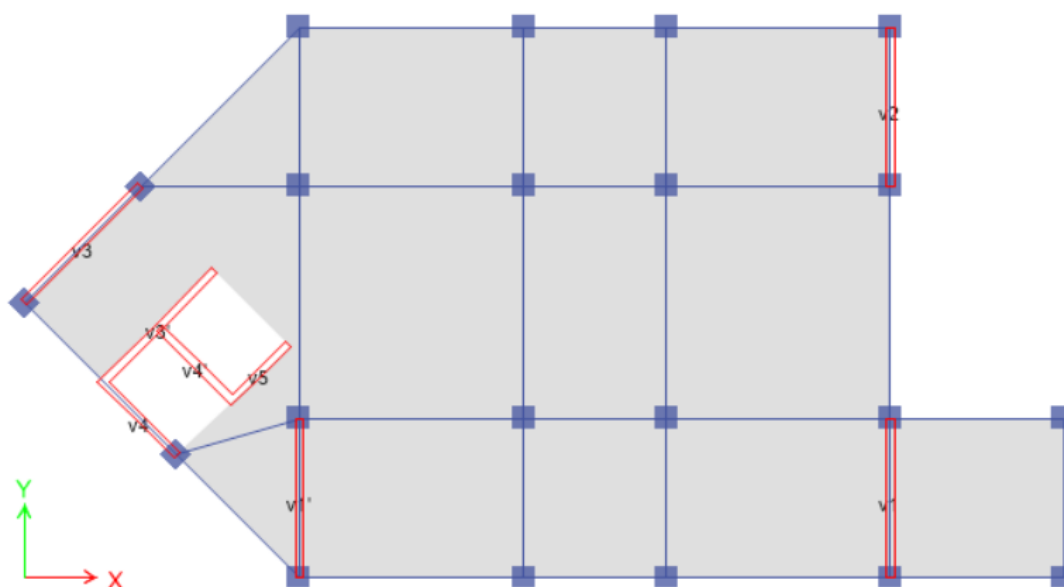


Figure V.4 : Disposition des voiles.

	Li (m)	b (m)	L (m)
Voile V1	0.975	0.2	3.9
Voile V1'	0.975	0.2	3.9
Voile V2	0.975	0.2	3.9
Voile V3	1	0.2	4
Voile V3'	1	0.2	4
Voile V4	0.83	0.2	2.65
Voile V4'	0.83	0.2	2.65
Voile V5	1	0.2	2

Tableau V.51 : Caractéristiques des voiles.

Nota :

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge $G + Q \pm E$.

Armature verticale de traction :

Tableau V.52 : Calcul des armatures du voile (V1).

	Niveau (m)	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	nbr d'armature	Type d'armature	As adp (cm ²)	St adp (cm)
V1	RDC	1	0.195	7.55	1.47225	29.445	10	T14	30.8	10
		2	0.195	1.18	0.2301	4.602	5	T10	7.9	20
		3	0.195	1.16	0.2262	4.524	5	T10	7.9	20
		4	0.195	6.75	1.31625	26.325	10	T14	30.8	10
	1 er	1	0.195	4.08	0.7956	15.912	10	T14	30.8	10
		2	0.195	1.04	0.2028	4.056	5	T10	7.9	20
		3	0.195	0.76	0.1482	3.9	5	T10	7.9	20
		4	0.195	2.81	0.54795	10.959	10	T14	30.8	10
	5 eme	1	0.195	1.27	0.24765	4.953	10	T12	22.6	10
		2	0.195	0.95	0.18525	3.9	5	T10	7.9	20
		3	0.195	0.87	0.16965	3.9	5	T10	7.9	20
		4	0.195	1.34	0.2613	5.226	10	T12	22.6	10

Tableau V.53 : Calcul des armatures du voile (V1').

	Niveau (m)	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	nbr d'armature	Type d'armature	As adp (cm ²)	St adp (cm)
V1'	RDC	1	0.195	4.06	0.7917	15.834	10	T16	40.2	10
		2	0.195	2.51	0.48945	9.789	5	T14	15.4	20
		3	0.195	1.35	0.26325	5.265	5	T14	15.4	20
		4	0.195	2.11	0.41145	8.229	10	T16	40.2	10
	1 er	1	0.195	3.3	0.6435	12.87	10	T16	40.2	10
		2	0.195	3.04	0.5928	11.856	5	T14	15.4	20
		3	0.195	3.07	0.59865	11.973	5	T14	15.4	20
		4	0.195	2.45	0.47775	9.555	10	T16	40.2	10
	5 eme	1	0.195	1.8	0.351	7.02	10	T14	30.8	10
		2	0.195	2.09	0.40755	8.151	5	T12	11.3	20
		3	0.195	2.6	0.507	10.14	5	T12	11.3	20
		4	0.195	3.72	0.7254	14.508	10	T14	30.8	10

Tableau V.54 : Calcul des armatures du voile (V2).

	Niveau (m)	Mailles	Sj (m ²)	oj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	nbr d'armature	Type d'armature	As adp (cm ²)	St adp (cm)
V2	RDC	1	0.195	7.05	1.37475	27.495	10	T16	40.2	10
		2	0.195	1.12	0.2184	4.368	5	T10	7.9	20
		3	0.195	1.9	0.3705	7.41	5	T10	7.9	20
		4	0.195	8.24	1.6068	32.136	10	T16	40.2	10
	1 er	1	0.195	4.13	0.80535	16.107	10	T16	40.2	10
		2	0.195	1.05	0.20475	4.095	5	T10	7.9	20
		3	0.195	1.75	0.34125	6.825	5	T10	7.9	20
		4	0.195	5.37	1.04715	20.943	10	T16	40.2	10
	5 eme	1	0.195	1.83	0.35685	7.137	10	T12	22.6	10
		2	0.195	0.85	0.16575	3.9	5	T10	7.9	20
		3	0.195	1.01	0.19695	3.939	5	T10	7.9	20
		4	0.195	1.97	0.38415	7.683	10	T12	22.6	10

Tableau V.55 : Calcul des armatures du voile (V3).

	Niveau (m)	Mailles	Sj (m ²)	oj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	nbr d'armature	Type d'armature	As adp (cm ²)	St adp (cm)
V3	RDC	1	0.2	7.24	1.448	28.96	11	T16	44.22	10
		2	0.2	2.66	0.532	10.64	6	T16	24.12	20
		3	0.2	5.22	1.044	20.88	6	T16	24.12	20
		4	0.2	10.7	2.14	42.8	11	T16	44.22	10
	1 er	1	0.2	2.89	0.578	11.56	11	T16	44.22	10
		2	0.2	0.97	0.194	4	6	T16	24.12	20
		3	0.2	2.85	0.57	11.4	6	T16	24.12	20
		4	0.2	6.96	1.392	27.84	11	T16	44.22	10
	5 eme	1	0.2	0.89	0.178	4	11	T12	24.86	10
		2	0.2	0.55	0.11	4	6	T12	13.56	20
		3	0.2	0.85	0.17	4	6	T12	13.56	20
		4	0.2	1.65	0.33	6.6	11	T12	24.86	10

Tableau V.56 : Calcul des armatures du voile (V3').

	Niveau (m)	Mailles	Sj (m ²)	oj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	nbr d'armature	Type d'armature	As adp (cm ²)	St adp (cm)
V3'	RDC	1	0.2	8.41	1.682	33.64	11	T14	33.88	10
		2	0.2	3.24	0.648	12.96	6	T14	18.48	20
		3	0.2	7.41	1.482	29.64	6	T20	37.68	20
		4	0.2	15.19	3.038	60.76	11	T20	69.08	10
	1 er	1	0.2	4.39	0.878	17.56	11	T14	33.88	10
		2	0.2	1.52	0.304	6.08	6	T14	18.48	20
		3	0.2	2.7	0.54	10.8	6	T20	37.68	20
		4	0.2	7.17	1.434	28.68	11	T20	69.08	10
	5 eme	1	0.2	2.66	0.532	10.64	11	T12	24.86	10
		2	0.2	0.67	0.134	4	6	T12	13.56	20
		3	0.2	0.56	0.112	4	6	T16	24.12	20
		4	0.2	2.17	0.434	8.68	11	T16	44.22	10

Tableau V.57 : Calcul des armatures du voile (V4).

	Niveau (m)	Mailles	Sj (m ²)	oj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	nbr d'armature	Type d'armature	As adp (cm ²)	St adp (cm)
V4	RDC	1	0.166	15.9	2.6394	52.788	9	T20	56.52	10
		2	0.166	6.34	1.05244	21.0488	5	T20	31.4	20
		3	0.166	6.57	1.09062	21.8124	9	T14	27.72	10
	1 er	1	0.166	5.48	0.90968	18.1936	9	T20	56.52	10
		2	0.166	2.23	0.37018	7.4036	5	T20	31.4	20
		3	0.166	3.66	0.60756	12.1512	9	T14	27.72	10
	5 eme	1	0.166	2.16	0.35856	7.1712	9	T14	27.72	10
		2	0.166	1.86	0.30876	6.1752	5	T14	15.4	20
		3	0.166	3.51	0.58266	11.6532	9	T10	14.22	10

Tableau V.58 : Calcul des armatures du voile (V4').

	Niveau (m)	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	nbr d'armature	Type d'armature	As adp (cm ²)	St adp (cm)
V4'	RDC	1	0.166	16.89	2.80374	56.0748	9	T20	56.52	10
		2	0.166	8.98	1.49068	29.8136	5	T20	31.4	20
		3	0.166	3.91	0.64906	12.9812	9	T14	27.72	10
	1 er	1	0.166	5.38	0.89308	17.8616	9	T20	56.52	10
		2	0.166	3.43	0.56938	11.3876	5	T20	31.4	20
		3	0.166	1.01	0.16766	3.3532	9	T14	27.72	10
	5 eme	1	0.166	2.44	0.40504	8.1008	9	T14	27.72	10
		2	0.166	0.91	0.15106	3.32	5	T10	7.9	20
		3	0.166	0.86	0.14276	3.32	9	T10	14.22	10

Tableau V.59 : Calcul des armatures du voile (V5).

	Niveau (m)	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	nbr d'armature	Type d'armature	As adp (cm ²)	St adp (cm)
V5	RDC	1	0.2	6.99	1.398	27.96	7	T16	28.14	15
		2	0.2	14.04	2.808	56.16	11	T20	69.08	7.5
	1 er	1	0.2	1.77	0.354	7.08	11	T16	44.22	15
		2	0.2	8.99	1.798	35.96	7	T20	43.96	7.5
	5 eme	1	0.2	1.03	0.206	4.12	7	T10	11.06	15
		2	0.2	6.24	1.248	24.96	11	T14	33.88	7.5

- *Armatures de joint de bétonnages (Acier de couture) :*

Tableau V.60: Calcul des aciers de coutures des voiles.

	Niveau	Vcal (KN)	\bar{V} (KN)	Avj (cm ²)	Armature	Nbr d'armature fnl	Av fnl (cm ²)	St (cm)
V1	RDC	263.016	368.222	8.10089	T12	6	6.78	20
	1 èr	340.68	476.952	10.4929	T12	6	6.78	20
	5 ème	259.08	362.712	7.97966	T10	6	4.74	20
V1'	RDC	305.728	428.019	9.41642	T10	6	4.74	20
	1 èr	230.52	322.728	7.10002	T10	6	4.74	20
	5 ème	171.36	239.904	5.27789	T10	6	4.74	20
V2	RDC	357.432	500.405	11.0089	T12	6	6.78	20
	1 èr	332.52	465.528	10.2416	T12	6	6.78	20
	5 ème	285.6	399.84	8.79648	T10	6	4.74	20
V3	RDC	445.104	623.146	13.7092	T14	6	9.24	20
	1 èr	363.12	508.368	11.1841	T12	6	6.78	20
	5 ème	208.08	291.312	6.40886	T10	6	4.74	20
V3'	RDC	231.544	324.162	7.13156	T10	6	4.74	20
	1 èr	132.6	185.64	4.08408	T10	6	4.74	20
	5 ème	150.96	211.344	4.64957	T10	6	4.74	20
V4	RDC	550.76	771.064	16.9634	T14	6	9.24	20
	1 èr	361.08	505.512	11.1213	T12	6	6.78	20
	5 ème	244.8	342.72	7.53984	T10	6	4.74	20
V4'	RDC	496.808	695.531	15.3017	T14	6	9.24	20
	1 èr	267.24	374.136	8.23099	T10	6	4.74	20
	5 ème	155.04	217.056	4.77523	T10	6	4.74	20
V5	RDC	393.4	550.76	12.1167	T12	6	6.78	20
	1 èr	350.88	491.232	10.8071	T12	6	6.78	20
	5 ème	354.96	496.944	10.9328	T12	6	6.78	20

- *Aciers horizontaux :*

Tableau V.61: Calcul des aciers horizontaux des voiles.

	τ_u (MPa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	$A_{h\min}$ (cm ²)	A_h (cm ²)	Armature	nbr d'armature	S_t (cm)	A_s (cm ²)
V1	1.64	3.08	20.53	3.37	20.53	T14	14	15	21.56
	2.34	4.39	20.53	3.06	20.53	T14	14	15	21.56
	1.78	3.34	15.07	3.06	15.07	T12	14	15	15.82
V1'	1.9	3.56	26.8	3.37	26.8	T16	14	15	28.14
	1.58	2.96	26.8	3.06	26.8	T16	14	15	28.14
	1.18	2.21	20.53	3.06	20.53	T14	14	15	21.56
V2	2.23	4.18	26.8	3.37	26.8	T16	14	15	28.14
	2.28	4.28	26.8	3.06	26.8	T16	14	15	28.14
	1.96	3.68	15.07	3.06	15.07	T12	14	15	15.82
V3	2.77	5.19	29.48	3.37	29.48	T20	14	15	43.96
	2.49	4.67	29.48	3.06	29.48	T20	14	15	43.96
	1.43	2.68	16.57	3.06	16.57	T14	14	15	21.56
V3'	1.44	2.7	46.05	3.37	46.05	T20	16	15	50.24
	0.91	1.71	46.05	3.06	46.05	T20	16	15	50.24
	1.04	1.95	29.48	3.06	29.48	T20	14	15	43.96
V4	3.43	6.43	37.68	3.37	37.68	T20	14	15	43.96
	2.48	4.65	37.68	3.06	37.68	T20	14	15	43.96
	1.68	3.15	18.48	3.06	18.48	T14	14	15	21.56
V4'	3.09	5.79	37.68	3.37	37.68	T20	14	15	43.96
	1.83	3.43	37.68	3.06	37.68	T20	14	15	43.96
	1.06	1.99	18.48	3.06	18.48	T14	14	15	21.56
V5	2.45	4.59	46.05	3.37	46.05	T20	16	12	50.24
	2.41	4.52	29.31	3.06	29.31	T20	14	15	43.96
	2.44	4.58	22.59	3.06	22.59	T16	14	15	28.14

Remarque :

Les résultats de ferrailage trouvés dans les tableaux précédents nous donnent plusieurs modèles de ferrailage. La mise en œuvre de ces modèles sur chantier exige des moyens importants tels que la main d'œuvre qualifiée. Pour éviter tout risque de lacune dans la réalisation on choisira un modèle de ferrailage simple, uniforme, qui répond aux exigences réglementaires.

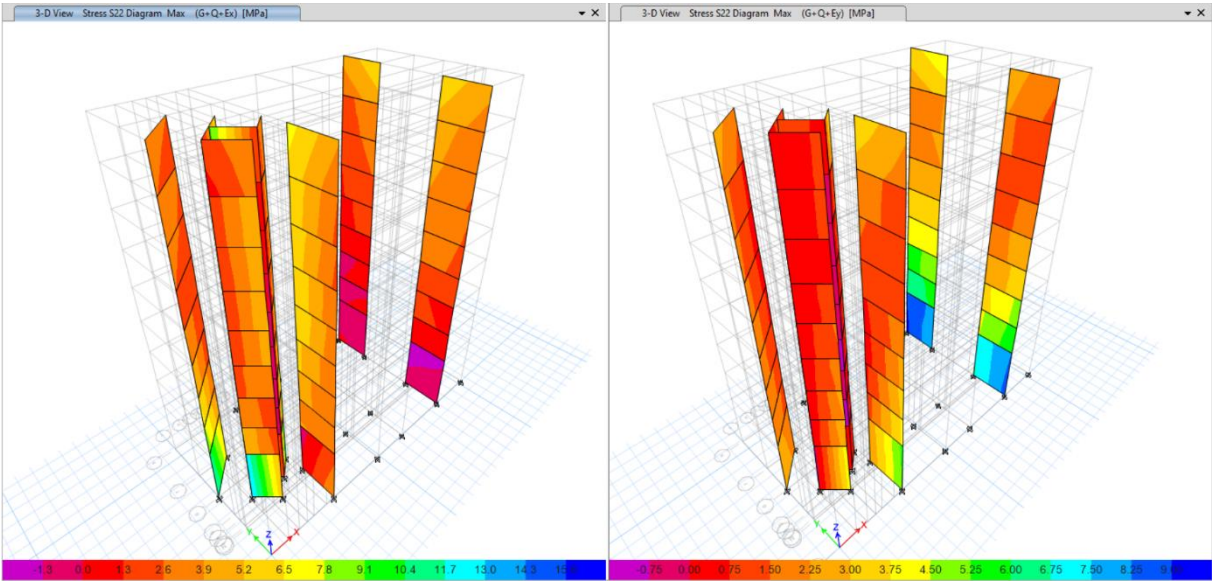


Figure V.5 : Contraintes δ_{22} .

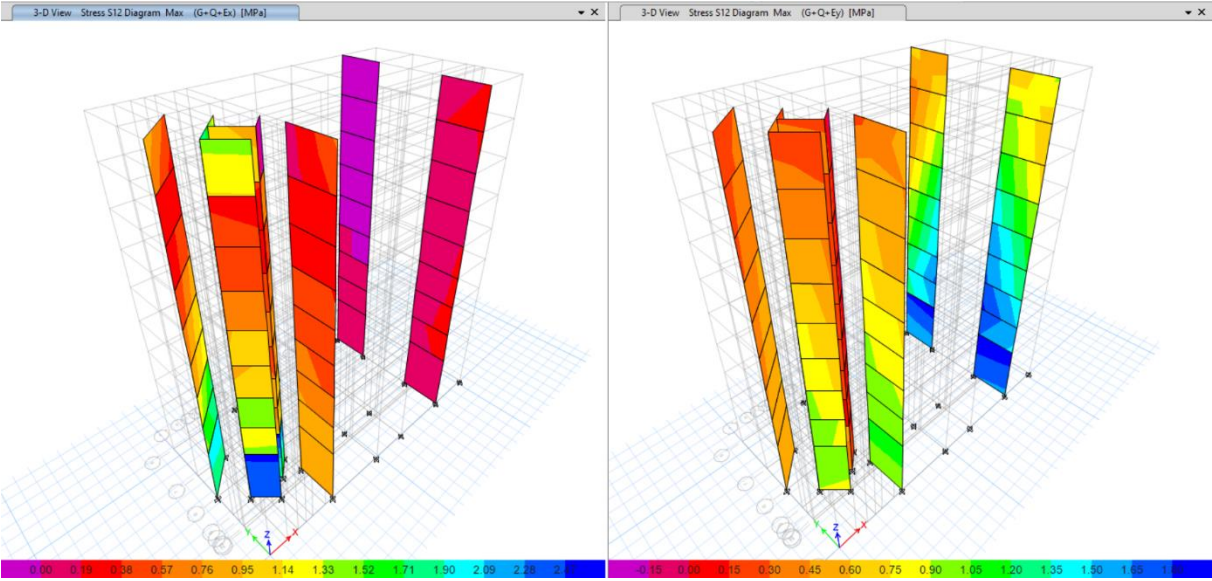


Figure V.6 : Contraintes δ_{12} .

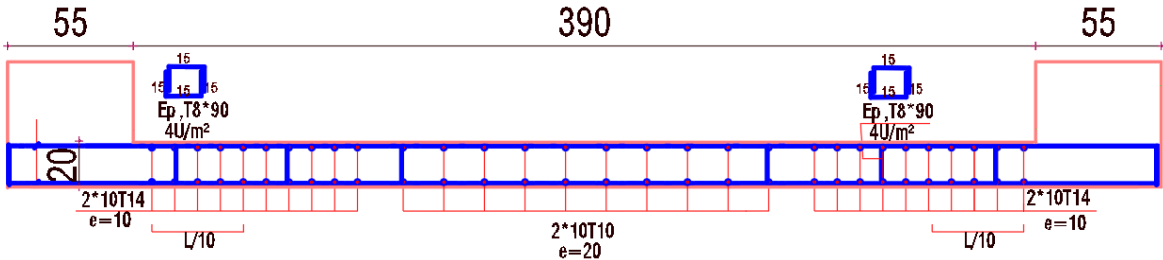


Figure V.7: Ferraillage des voiles (V1, RDC).

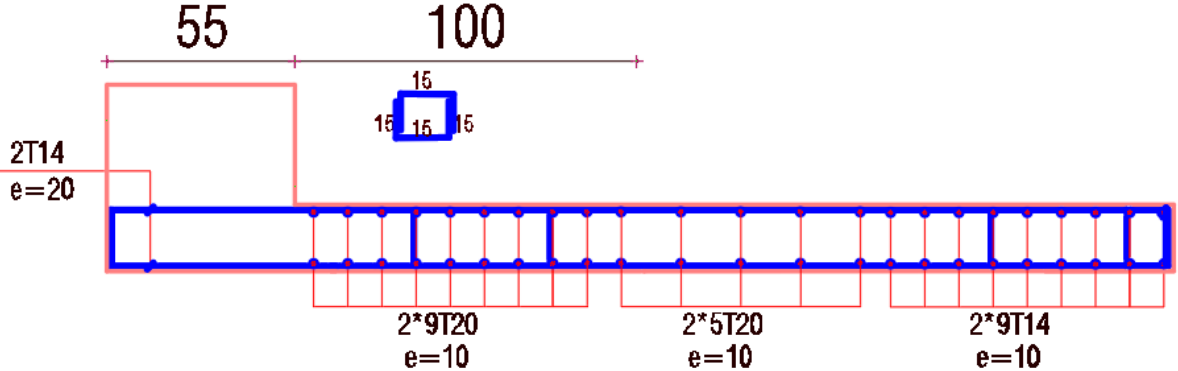


Figure V.8: Ferraillage des voiles (V4, RDC).

CHAPITRE VI

ETUDE ET CALCUL DES FONDATIONS

VI.1. Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

Fondation superficielle :

- Semelle isolée
- Semelle filante sous mur
- Semelle filante sous poteaux
- Semelle filante croisées
- Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)
-

VI.2 Choix de type de fondation :

Choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- Les efforts transmis à la base.
- La contrainte du sol σ_{sol}
- La classification du sol

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2.5 bars. (**Selon le rapport de sol**)

VI.3. Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (*C.D.G*) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VI.3.1. Semelle isolée:

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 les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

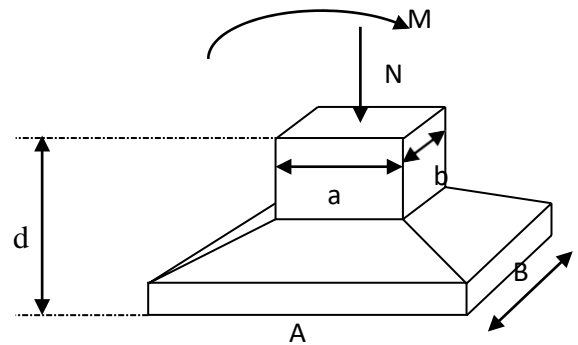


Figure VI.1 : semelles isolée sous poteaux

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

$N=N_1$ (revenant de la structure) calculé par la combinaison [G+Q].

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

L'effort normal total revenant aux fondations égale à :

$$N = 2739.8746 \text{ kN}$$

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station	Location
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m	
Structure inferieur														
SOUS-SOL	C13	310	ELS	Combination	0	736.5695	10.166	9.9837	-0.0068	9.741	9.9639	310		0
Structure surélevé														
RDC	C13	310	ELS	Combination	0	2003.2781	5.4086	4.9652	-0.1307	9.9812	11.9449	310		0

$$D'où S \geq \frac{2739.8746}{250} \Rightarrow S=10.96m^2$$

$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{10.96} = 3.31m \Rightarrow B = 3.5 \text{ m}$$

- Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 1.5xB$

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

On a : $L_{min}=3m < 1.5x3.5 =5.25 \text{ m} \dots\dots$ non vérifie

- **Conclusion:**

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.3.2. Semelles filantes

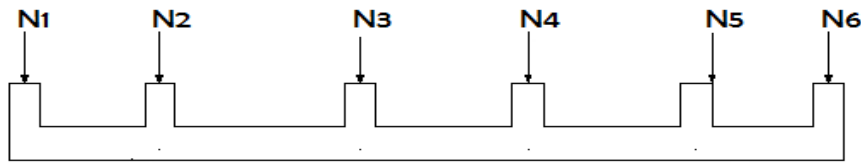


Figure VI.2 : Semelles filantes

- L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes

Files	$N(KN)$	$S(m^2)$	$L(m)$	$B(m)$	$B^{choisie}(m)$	$S_{small}(m^2)$
1-1	9501.798	38.01	18.75	2.03	2.1	39.375
2-2	11447.091	45.79	18.75	2.44	2.5	46.875
3-3	11623.742	46.49	22.65	2.05	2.1	47.565
4-4	7797.8367	31.19	18.75	1.66	1.8	33.75
5-5	4502.0184	18.01	9.55	1.89	2	19.1

- Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $\frac{S(\text{semelles filantes})}{S(\text{surface total})} \leq 50\%$

$$\frac{186.665}{304.24} = 62.35\% > 50\% \dots \dots \dots \text{non vérifier}$$

Conclusion :

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture.

Donc tout cela nous oblige d'opter pour un choix du radier générale.

VI.3.3. Radier générale

VI.3.3.1. Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on optera 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.

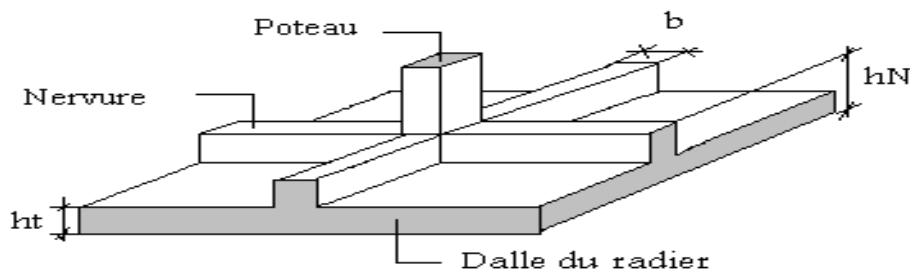


Figure VI.3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VI.3.3.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier in faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 47476.683kN \\ \sigma_{sol} = 2.5bars \end{cases}$$

$$S_{nec} \geq 189.91 \text{ m}^2$$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

- La surface occupée par l'ouvrage $S_b = 304.24 \text{ m}^2 > S_{nec}$ (la surface a calculé par AUTOCAD).
- Débord de 50cm pour chaque côté.
- La section totale du radier est de : $S_{rad} = 341.2 \text{ m}^2$

VI.3.3.3. Pré dimensionnement de radier nervure :**1. Dalle :**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

- **Condition forfaitaire :**

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec:

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 570\text{cm} \Rightarrow h_1 \geq 28,5\text{cm}$$

On prend : **h=50 cm.**

- **Condition de cisaillement:**

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$

Avec: $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u \cdot 1\text{ml}}{S_{\text{rad}}}$

$N_u = 65386.7456 \text{ KN}$

$L = 5.7\text{m}$; $b = 1\text{m}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{\text{rad}} b (0,9\bar{\tau})} = 15,17\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_2 = 30\text{cm}$$

- **Conclusion:** $h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 50\text{cm}$

Pour des raisons constructives on adopte $h = 50 \text{ cm}$.

2. Nervure :**a. La largeur des nervures :**

- **Condition de coffrage:**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{570}{10} = 57\text{cm}$$

Donc :

$b = 60 \text{ cm}$ dans les deux sens (x-x et y-y).

b. La hauteur de nervure :• **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a $L_{\max} = 5.7\text{m}$

$$\Rightarrow 38\text{cm} < h_{N1} < 57\text{cm} \quad \text{On prend : } h_{N1} = 50\text{ cm.}$$

• **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h_3 \cdot f_{c28}$$

Avec :

N_u = Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 3798.7942\text{kN}$)

U_c = Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen ($U_c = 2 [(a + b) + 2h]$)

a, b = Dimensions du poteau du sous-sol (55x55).

$$N_u \leq 0,045 (2a + 2b + 4h) \cdot h \cdot f_{c28}$$

$h_{N2} \geq 60.7\text{ cm}$

• **Condition de rigidité :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ Avec: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E = 11496.76\text{MPa}$).

b: Largeur de la semelle ($b = 100\text{ cm}$).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 0,5 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K = 4 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol.

On aura:

Nous avons un sol de densité moyenne → $K = 5 [\text{kg/cm}^3]$.

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{b} \left[\left(\frac{2}{\pi} \right)^4 \frac{k \times b}{4E} L_{\max}^4 \right]} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{60} \left[\left(\frac{2}{\pi} \right)^4 \frac{0,05 \times 1000}{4 \times 11496,76} \times 5,7^4 \right]} \Rightarrow h \geq 144,49\text{cm}$$

Tableau VI.2 : Choix la hauteur de nervure.

H_{nervure}	$I_{\text{nervure}} (\text{m}^4)$	$Le (\text{m})$	$(\pi/2) (Le + a) (\text{m})$	vérification	Observation
0,5	0.00625	1.76	3.63	<5.7	Non vérifier
0.7	0.01715	2.26	4.42	<5.7	Non vérifier
1,5	0.16875	4.01	7.16	>5.7	vérifier

On prend : $h_n=1,5\text{m}$

➤ **Résumé :**

-Epaisseur de la dalle du radier $h = 50\text{cm}$

- Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 150\text{cm} \\ b = 60\text{cm sens } (x-x) \text{ et } b = 60\text{cm sens } (y-y) \end{cases}$

VI.3.3.4. Caractéristiques Géométriques Du Radier :

Tableau VI.3 : caractéristiques géométriques du radier

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
$x_G(\text{m})$	$y_G(\text{m})$	$I_{xx}(\text{m}^4)$	$I_{yy}(\text{m}^4)$
14.9265	7.1498	5656.1424	16192.7951

a. Vérification de la stabilité du radier:

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

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'ouvrage de la structure.

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier **ETABS**.

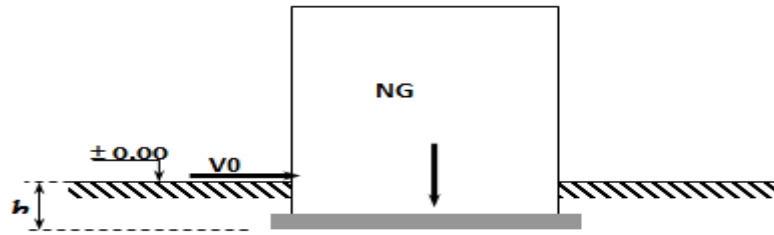


Figure VI.4 : Schéma statique du bâtiment.

- **Sens xx :**

$$M_0 = 4171.9567 \text{ KN.m}$$

$$V_0 = 4632.772 \text{ KN}$$

$$N = N_1 \text{ (structure)} + N_2 \text{ (poids propre de radier nervuré)}$$

$$N_{1\text{ser}} = 47476.683 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 1.5 \times 341.2 = 12795 \text{ kN}$$

Donc:

$$N = 60271.683 \text{ KN.}$$

Profondeur de l'ouvrage de la structure: $h = 9.18 \text{ m}$.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$$M_R = 4171.9567 + (4632.772 \times 9.18) = 46700.80366 \text{ kN.m}$$

$$M_s = N \times x_G = 899645.2763 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 19.26 > 1.5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Sens yy:**

$$M_0 = 12928.2873 \text{ KN.m}$$

$$V_0 = 4643.2363 \text{ KN}$$

Donc :

$$M_R = 55553.19653 \text{ KN.m}$$

$$M_s = N \times y_G = 430930.4791 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 7.76 > 1.5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Conclusion:**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ;

Donc notre structure est stable dans les deux sens.

b. Calcul des contraintes :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol déterminé par les différents essais

In-situ et au laboratoire : $\bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$

Les contraintes du sol sont données par :

1. Sollicitation du premier genre:

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{47476.683}{341.2} = 139.15 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 139.15 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

2. Sollicitation du second genre:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times X_{\max}}{I}$$

Avec :

σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible σ_{sol} ($\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$).
- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.

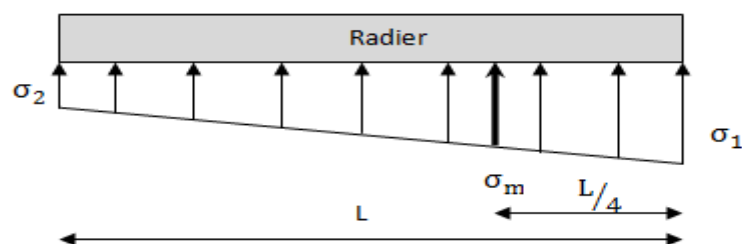


Figure VI.5 : Contraintes sous le radier

Avec :

$$I_{xx} = 5656.1424 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 16192.7951 \text{ m}^4$$

- **ELU:**

$N_u = N_u(\text{structure}) + 1.35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$

$$N_u = 65386.7456 + 1.35 \times 12795$$

$$N_u = 82659.9956 \text{ KN}$$

M : est le moment de renversement.

$$\bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$$

$$(M_{Rx} = 46700.80366 \text{ KN.m} ; M_{Ry} = 55553.19653 \text{ KN.m}).$$

Tableau VI.4: Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	365.51	119.02	303.8875
Sens y-y	266.79	217.73	254.525
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 332.5$

➤ **Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

- **ELS:**

$$N_{ser} = 60271.683 \text{ KN}$$

Tableau VI.5: Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	299.89	53.4	238.2675
Sens y-y	201.18	152.12	188.915
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 332.5$

- **Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ **Détermination des sollicitations les plus défavorables:**

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante:

- **ELU:** $\sigma_u = 303.8875 \text{ kN/m}^2$

- **ELS:** $\sigma_{ser} = 238.2675 \text{ kN/m}^2$

VI.3.3.2. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- La table du radier est considérée comme une dalle pleine d'épaisseur de 50cm.
- Les nervures sont considérées comme des poutres de 150 cm de hauteur.
- Le calcul du radier sera effectué pour le panneau de rive le plus défavorable et le panneau central le plus défavorable.

a. Ferrailage de la table du Radier :**1. Détermination des efforts:**

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:
$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{cases}$$
- Moment sur appuis:
$$\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x \text{ (appui de rive)} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \text{ (autre appuis)} \end{cases}$$

- **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée:
$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x ; M_{ty} = 0,75M_y \end{cases}$$
- Moment sur appuis:
$$\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \end{cases}$$

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: $M_a = 0,5M_0$

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

2. Valeur de la pression sous radier :

- **ELU :** $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 303.8875 \text{ kN} / m$
- **ELS :** $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 238.2675 \text{ kN} / m$

3. Calcul des moments :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "**BAEL91 modifié 99**"

3.1. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($\nu=0$) :

On prend le panneau de rive le plus sollicité avec : $L_x = 5.5m ; L_y = 5.7m$

Alors : $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.5}{5.7} = 0,96 \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.6: Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
5.5	5.7	0.96	0.0401	0.9092	303.8875	368.62	276.47	335.15	251.36	184.31

Tableau VI.7: Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_s (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
5.5	5.7	0.96	0.0474	0.9385	238.2675	341.64	256.23	320.63	240.47	170.82

4. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

$$f_{c28} = 30\text{MPa} ; f_{t28} = 2.4\text{MPa} ; \sigma_{bc} = 17\text{MPa} ;$$

$$f_e = 500\text{MPa} ; \sigma_s = 435\text{MPa} ; b = 100\text{cm} ; h = 50\text{cm} ;$$

$$d = 0.9h = 45\text{cm}, \text{ fissuration non préjudiciable.}$$

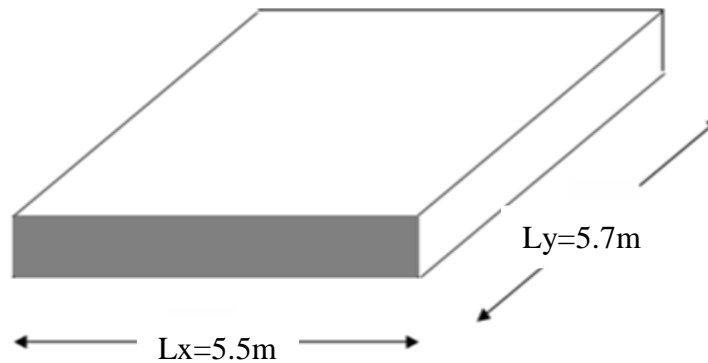


Figure VI.6: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité

Tableau VI.8: Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	$M_u(\text{KN.m})$	μ	α	Z (cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	S_t
Travée	x-x	276.47	0.081	0.106	43.1	14.75	6T20	18.85	20
	y-y	251.36	0.074	0.097	43.26	13.36	6T20	18.85	20
Appui	x-x	184.31	0.054	0.07	43.74	9.69	5T16	10.05	20
	y-y								

➤ Espacement:

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(150\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

❖ En travée :

• Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte $S_t = 20\text{cm}$.

- **Sens y-y :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t=20$ cm

- ❖ **Aux Appuis :**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t=20$ cm.

5. Vérifications nécessaires :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.97\text{cm}^2 \dots\dots \text{Vérifier}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes (radier).

	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	276.47	18.85	11.3	18	77.4	250	verifier
	y-y	251.36	18.85	10.3	18	70.4	250	verifier
Appui	x-x	184.31	10.05	7.55	18	51.6	250	verifier
	y-y							

Remarque :

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées CHAISES donc on prévoit : **4 chaises de T12 / m²**.

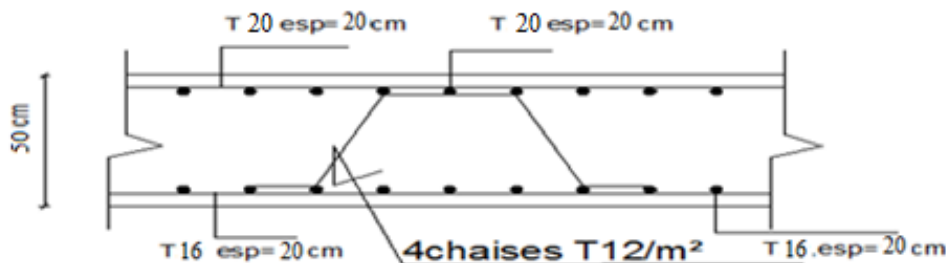


Figure VI.7: Ferrailage de la Dalle du Radier.

b. Ferrailage des Nervures :**1. Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifié 99**)

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,5M_0$

2. Calcul des armatures longitudinales :

$b = 60\text{cm}$; $h = 150\text{cm}$; $d = 135\text{cm}$.

Sens porteur (y-y) :

$L = 5.7\text{m}$; $q_u = 303.8875\text{kN/ml}$.

Tableau VI.10 : Ferrailage des nervures sens (y-y).

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	1049.04	0.057	0.074	131.01	17.61	5T16+5T14	17.75
Appuis	617.08	0.034	0.044	132.63	9.7	5T16	10.05

- Sens non porteur (x-x) :**

$L = 5.5\text{m}$; $q_u = 303.8875\text{kN/ml}$

Tableau VI.11 : Ferrailage des nervures sens (x-x)

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	976.71	0.053	0.069	131.28	17.11	5T16+5T14	17.75
Appuis	574.54	0.031	0.040	132.84	8.95	5T16	10.05

a. Vérifications nécessaires :**➤ Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 8,94\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS:**

Nous avons : $q_{ser} = 238.2675 \text{ KN/ml}$

Tableau VI.12: Vérification des contraintes (Nervure).

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	765.81	17.75	7.97	18	39.4	250	verifier
	y-y	822.51	10.05	8.56	18	42.8	250	verifier
Appui	x-x	450.47	17.75	4.69	18	23.2	250	verifier
	y-y	483.83	10.05	5.03	18	24.9	250	verifier

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

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

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{303.8875 \times 5.7}{2} = 866.08 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{712.62 \times 10^3}{600 \times 1350} = 1.07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

➤ **Armatures transversales :**

- **BAEL 91 modifié 99 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

➤ **RPA99 version 2003 [2] :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_t \right) = 19.2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 75 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) = 1.6 \text{ cm}$$

$f_c = 500 \text{ MPa}$; $\tau_u = 1.07 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$; $b = 60 \text{ cm}$; $d = 135 \text{ cm}$

On trouve :

- $S_t=15\text{cm}$ Zone nodale.
- $S_t=30\text{cm}$Zone courante.

$$A_t \geq 2.7\text{cm}^2$$

$$\text{On prend : } 6\text{T}8=3.02\text{cm}^2$$

➤ **Armatures de peau :**

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.

Leur section est au moins 3cm^2 /ml pour metre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction ($h=150\text{ cm}$).

$$A_p=3\text{cm}^2/\text{m} \times 1=3\text{cm}^2$$

$$\text{On opte : } 3\text{T}12=3.39\text{cm}^2$$

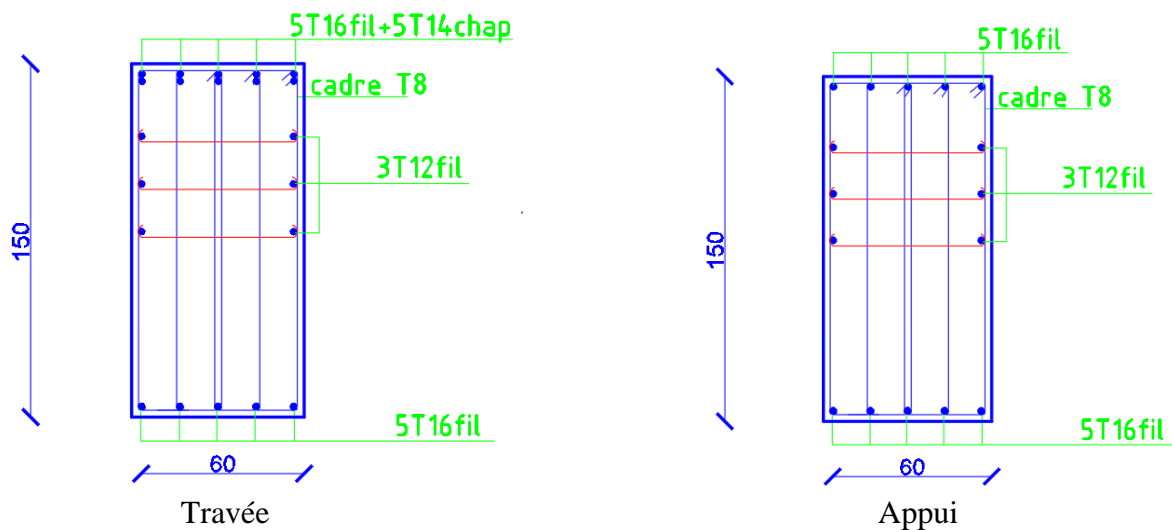


Figure VI.8: Ferrailage des nervures du sens porteur.

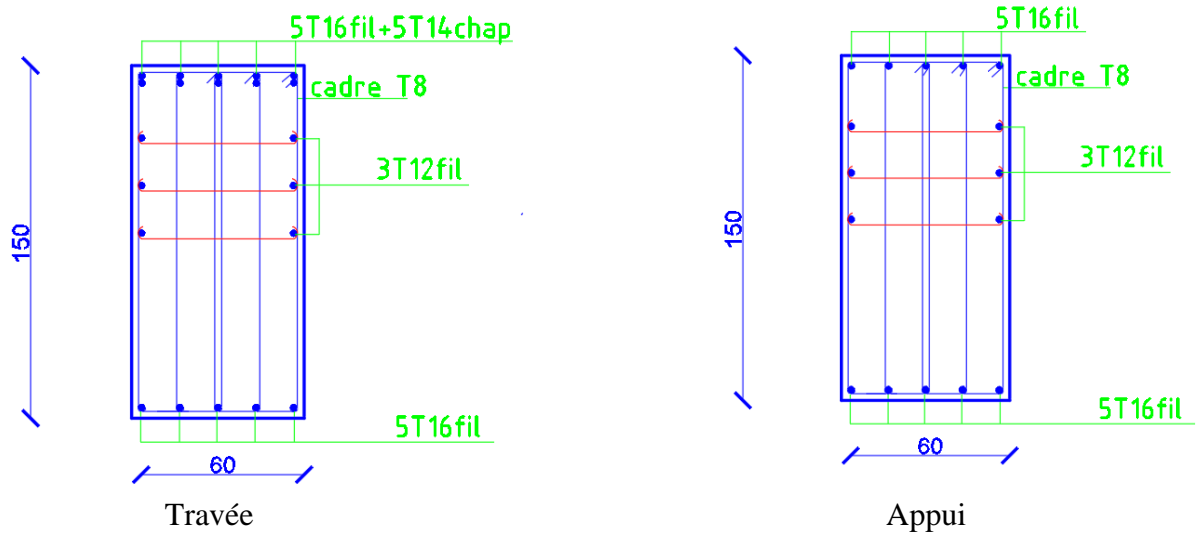


Figure VI.9: Ferrailage des nervures du sens non porteur.

6. Ferrailage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

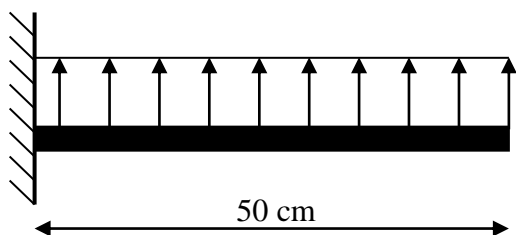


Figure VI.10: Schéma statique du débord

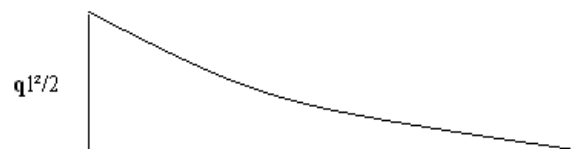


Figure VI.11: Diagramme des Moments.

➤ Evaluation des charges et surcharges:

E.L.U : $q_u = 303.8875 \text{ kN/ml}$ → Pour une bande de 1m.

E.L.S : $q_{ser} = 238.2675 \text{ kN/ml}$ → Pour une bande de 1m.

➤ **Calcul des efforts :**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

• **E.L.U** : $M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 37.99 \text{ kN.m}$

$$T_u = -q_u \cdot L = -151.94 \text{ kN}$$

• **E.L.S** : $M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = 29.78 \text{ kN.m}$

$$T_{ser} = -q_{ser} \cdot L = -119.13 \text{ kN}$$

➤ **Calcul de ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe).
Avec : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 50 \text{ cm}$, $d = 45 \text{ cm}$, $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$, $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$.

Tableau. VI.13 : Ferrailage du débord

$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
37.99	0.019	0.024	44.57	1.96	5T16	10.05

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_s^{\text{min}} = 0,23 b.d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.97 \text{ cm}^2 < 10.05 \text{ vérifié}$$

esp=25cm .

➤ **Armature de répartition:**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2.51 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 5.03 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T12=4.52 cm²,

$S_T = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton:**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

Avec :

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

$$T_u = q_u l = 303.8875 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{303.8875 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Vérification des contraintes à l'ELS:

$$q_{ser}=238.2675 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = 29.78 \text{ kN.m}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

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

$$\text{Fissuration préjudiciable... } \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$$

Tableau. VI.14: Vérification des contraintes du débord

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
29.78	10.05	1.84	18	72.8	250	OK

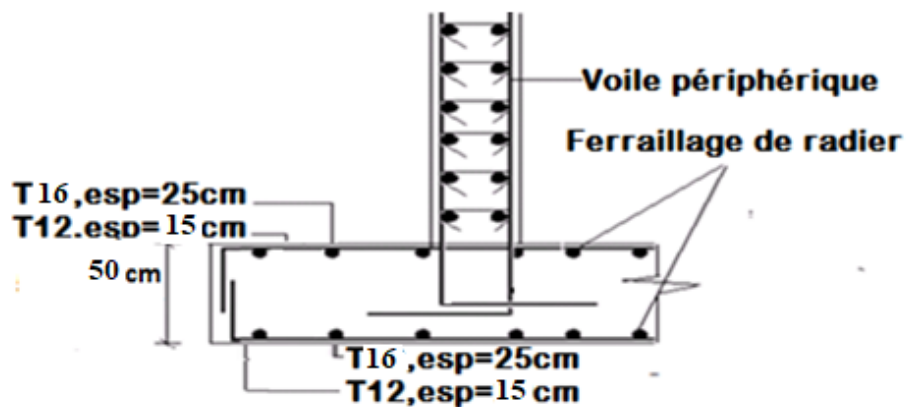


Figure VI.12: Ferrailage du Débord

VI.4. Etude du voile périphérique :

VI.4. 1.Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VI.4 .1. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ❖ 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 :

Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$

- ◆ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ◆ 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.

Avec : $B=15\text{ cm}$ (Section du voile).

VI.4. 2. Évaluation des Charges :

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

$L_x=2.66\text{m}$; $L_y=5.7\text{m}$; $e=15\text{cm}$

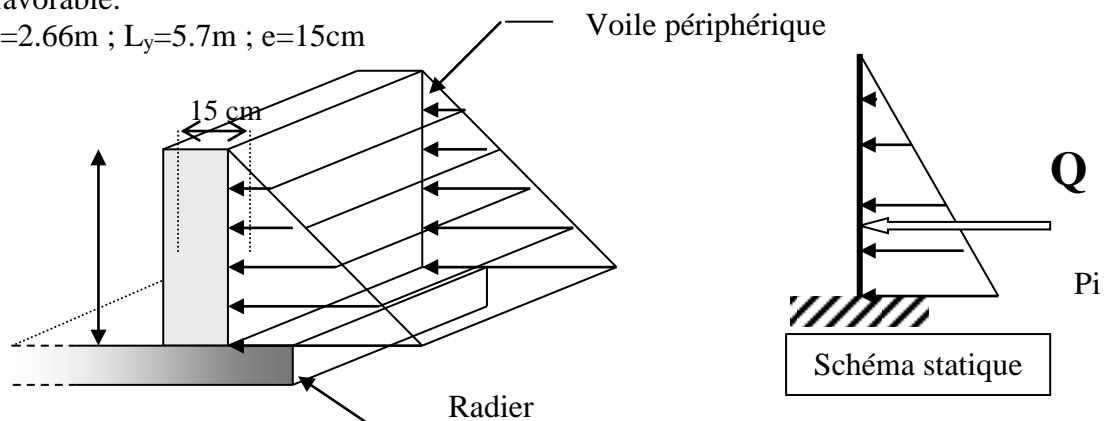


Figure VI.13 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

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

BAEL91 modifié 99, la charge de poussées des terres est donnée par

$$P_i = k_0 \cdot \gamma_d \cdot H$$

Avec :

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

$$k_0 = \text{Coefficient de poussée} = \text{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right].$$

γ_h = Poids spécifique des terres ($\gamma_h = 21,4 \text{ kN/m}^3$).

φ : Angle de frottement interne du remblai = $40,6^\circ$.

$$\varphi = 40,6^\circ \Rightarrow K_0 = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,2116$$

Donc $P_i = K_0 \cdot \gamma_h \cdot H = 25,81 \text{ kN/ml} \Rightarrow P_u = 1,35 P_i = 34,44 \text{ kN/ml}$

3. Effort dans la Dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,467 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,1008 ; \mu_y = 0,25$$

$$M_x = \mu_x P_u L_x^2 = 24,56 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 6,14 \text{ kNm}$$

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 18,42 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 4,605 \text{ kNm}$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 12,28 \text{ kNm}$$

➤ Calcul du Ferrailage :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.15 : Ferrailage du Voile Périphérique.

	Sens	M_u	μ	A_s'	α	Z	A_s^{cal}	Choix	A_s^{adp}	Esp
		(kNm)		(cm ²)		(cm)	(cm ²)		(cm ²)	
Travée	x-x	18,42	0,0595	0	0,0767	13,09	3,23	6T10	4,71	15
	y-y	4,605	0,0149	0	0,0188	13,4	0,79	6T8	3,02	15
Appuis	x-x	12,28	0,0396	0	0,0505	13,23	2,13	4T10	3,14	25
	y-y									

a. Condition de Non Fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,49\text{cm}^2 < 3,02\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

b. Condition exigées par le RPA99/version 2003 :

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

$$A_s^{\min} = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 < 3,02\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

c. Vérification de l'Effort Tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,5\text{MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 47,38\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 30,54\text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 47,38\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{47,38 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,351\text{MPa} < 1,5\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Vérifier}$$

d. Vérification à l'ELS :**a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,467 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 25,81\text{kN/ml}$$

$$\mu_x = 0,1038$$

$$\mu_y = 0,3402$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 18,96\text{kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 6,45\text{kNm}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 14,22\text{kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 4,84\text{kNm}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 9,48\text{kN}$$

b. Vérification des contraintes:

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.16 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	Vérification
Travée	x-x	14,22	4,71	5,76	18	36.5	250	Oui
	y-y	6,45	3,02	2.52	18	25.5	250	Oui
Appuis	x-x	9,48	3,14	3.73	18	36.1	250	Oui
	y-y							

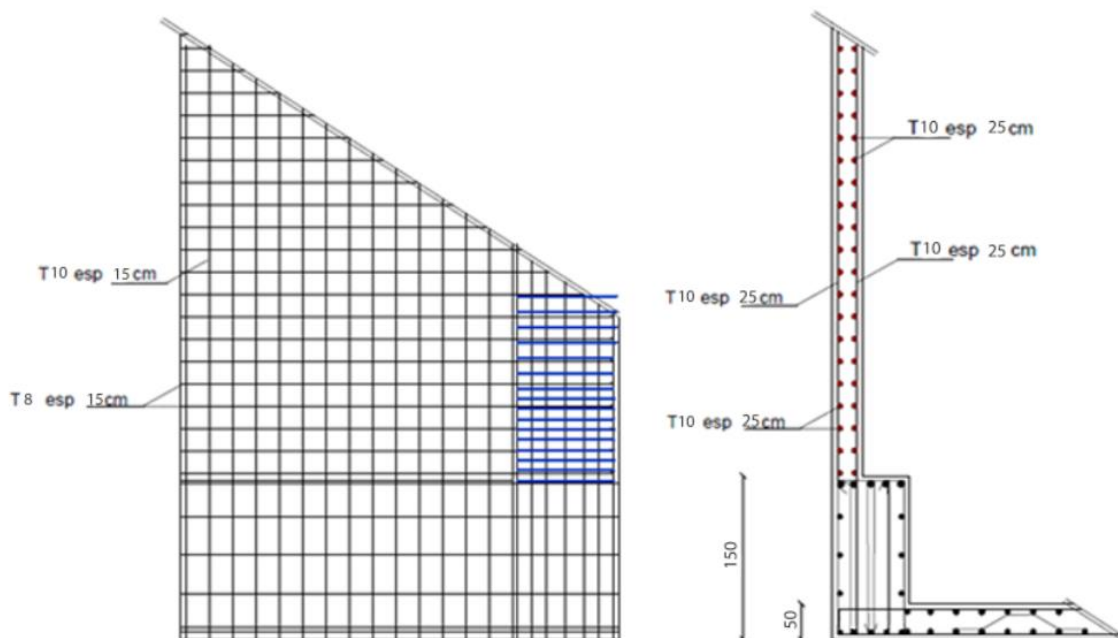


Figure VI.14 : Ferrailage du Voile Périphérique.

CONCLUSION

VII. Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquies durant notre cycle de formation, de les approfondir en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les logiciels de calcul récents (**ETABS (version 18.0.2)**, **SOCOTEC**, **EXPERT**), et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé en zone sismique.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcout important.

Ainsi, on arrive à la fin des travaux de fin d'études, qui est la résultante des longues années d'étude. Nous espérons que ce travail aura une double répercussion ; la première c'est de nous servir comme élément de référence, la seconde, il servira peut-être comme support pour nos futurs camarades qui seront intéressés par cette voie.

BIBLIOGRAPHIE

Références bibliographiques

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 arme
- [4] : **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges)
- [5] : **D.T " EUROCODE 2"**.
- [6] : **BA13NF120/260**.
- [7]. Y L Liew. Quality Control Testing of Plasterboard for Bracing Applications , The University of Melbourne and Swinburne University of Technology, 2008.
- [8]. Liew YL, Duffield CF and Gad EF. 2002. The influence of plasterboard clad walls on the structural behavior of low rise residential buildings. The Electronic Journal of Structural Engineering, 2: 1–16.
- [9]. ([Liew, Y. L. (2004). Plasterboard as a bracing material: from quality control to wall performance. PhD thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, The University of Melbourne.)
- [10]. (Saifullah.I and Gad .I and al ..Structural Behaviour Of Ceiling Diaphragms In Steel –Framed Residential Structure ,australasian structural engineering conference 23-25noveber 2016brisbane).

➤ Logiciels :

- ETABS 18.0.2Analyse des structures
- AUTOCAD 2018.....Dessin
- EXCEL 2016.....Calcul.
- WORD 2016.....Traitement du texte.
- SOCOTEC et EXPERT... (calcul de sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple).

ANNEXE

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 : [3]

Situation durable :

ELU: 1.35 G + 1.5 Q

ELS: G + Q

b. Selon RPA 99 : [2]

Situation accidentelle

0.8 G ± E

G + Q ± E

V.3.2 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 ; $\sigma_{bc} = 18$ MPa.

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

- **Situation accidentelle:**

Béton: $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18$ MPa.

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

V.3.3 Calcul de ferrailage :

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

Ont disposé 2 types de poutres :

- Poutres principales 30x50(cm²)
- Poutres secondaires 30x45(cm²)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (Expert) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

1. Sens porteur:

a-Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V.20 : Ferraillage des poutres porteuses 30x50.

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x50	Travée	66.8532	-57.6077	3.3	2.9
30x50	Appui	33.1928	-86.4862	1.6	4.4

TABLE: Element Forces - Beams													
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story9	B6	46	ELU	Combination	0.975	0	-8.5171	0	-1.297	0	33.1928	46-2	0
Story1	B29	261	ELU	Combination	5.425	0	103.0814	0	-7.0489	0	-86.4862	261-5	0.865
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story1	B29	261	ELU	Combination	2.66	0	-0.5461	0	0.0102	0	66.8532	261-3	0.38
Story9	B31	271	ELU	Combination	1.968	0	-63.0936	0	-1.4275	0	-57.6077	271-3	0

b-Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V.21: Ferraillage des poutres porteuses 30x50.

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x50	Travée	182.6352	-186.2471	8.1	8.3
30x50	Appui	256.0682	-334.5211	11.4	15.4

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story7	B28	246	G+Q+Ey	Combination	Max	0.225	8.5738	78.5392	0.0518	-16.8603	0.0351	256.0682	246-1	0.225
Story8	B28	245	G+Q+Ey	Combination	Min	5.5	-9.7709	-70.3424	-0.09	16.433	-0.0516	-334.5211	245-5	0.94
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story7	B28	246	G+Q+Ey	Combination	Max	1.14	8.5738	81.9704	0.0518	-16.8603	0.0533	182.6352	246-1	1.14
Story7	B28	246	G+Q+Ey	Combination	Min	4.56	-8.5598	-75.5104	-0.0806	15.8741	-0.061	-186.2471	246-5	0

c-Situation accidentelle : 0.8G +E

Tableau V.22 : Ferraillage des poutres porteuses 30x50.

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x50	Travée	181.5111	-183.7127	8	8.1
30x50	Appui	267.9686	-316.0669	11.9	14.4

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story7	B28	246	0.8G+Ey	Combination	Max	0.225	8.5738	93.1168	0.0518	-8.3451	0.0351	267.9686	246-1	0.225
Story8	B28	245	0.8G+Ey	Combination	Min	5.5	-9.7709	-87.5099	-0.09	7.9604	-0.0516	-316.0669	245-5	0.94
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story7	B28	246	0.8G+Ey	Combination	Max	1.14	8.5738	95.8618	0.0518	-8.3451	0.0533	181.5111	246-1	1.14
Story7	B28	246	0.8G+Ey	Combination	Min	4.56	-8.5598	-91.841	-0.0806	7.5404	-0.061	-183.7127	246-5	0

2.Sens non porteur:

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V.23 : Ferrailage des poutres non porteuses 30x45.

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x45	Travée	61.9907	-69.2082	3.5	3.9
30x45	Appui	8.7287	-117.6645	1.3	6.8

TABLE: Element Forces - Beams													
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story8	B14	119	ELU	Combination	0.65	0	-54.0121	0	5.5612	0	8.7287	119-1	0.65
Story8	B14	119	ELU	Combination	5.3	0	100.5174	0	-10.7283	0	-117.6645	119-5	0.9
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story9	B14	118	ELU	Combination	2.2	0	8.9045	0	-1.9621	0	61.9907	118-3	0
Story8	B9	74	ELU	Combination	4.85	0	95.8129	0	9.3939	0	-69.2082	74-5	0.45

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V.24 : Ferrailage des poutres non porteuses 30x45.

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x45	Travée	83.7686	-92.6984	4.1	4.5
30x45	Appui	196.0862	-210.8537	9.8	10.6

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story3	B33	295	G+Q+Ex	Combination	Max	0.25	1.8456	146.0127	0.0972	17.6289	0.033	196.0862	295-1	0.25
Story3	B33	295	G+Q+Ex	Combination	Min	0.25	-1.8456	-173.7505	-0.0972	-16.2057	-0.033	-210.8537	295-1	0.25
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story3	B17	151	G+Q+Ex	Combination	Max	1.1	3.7306	34.6518	0.0248	-3.3553	0.0232	83.7686	151-1	1.1
Story5	B14	122	G+Q+Ex	Combination	Min	4.4	-6.3052	18.4632	-0.0539	-9.3606	-0.0392	-92.6984	122-5	0

c. Situation accidentelle : 0.8G +E

Tableau V.25 : Ferrailage des poutres non porteuses 30x45.

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x45	Travée	89.3245	-94.7875	4.4	4.6
30x45	Appui	198.8147	-208.1252	9.9	10.4

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story3	B33	295	0.8G+Ex	Combination	Max	0.25	1.8456	150.7386	0.0972	17.2934	0.033	198.8147	295-1	0.25
Story3	B33	295	0.8G+Ex	Combination	Min	0.25	-1.8456	-169.0246	-0.0972	-16.5412	-0.033	-208.1252	295-1	0.25
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story4	B19	168	0.8G+Ex	Combination	Max	1.1	3.5052	36.5463	0.0379	-2.8151	0.0271	89.3245	168-1	1.1
Story4	B19	168	0.8G+Ex	Combination	Min	1.1	-3.5052	-68.6386	-0.0379	-4.3538	-0.0271	-94.7875	168-1	1.1

VI.3.3 Choix des armatures :

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

Tableau V.26 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x50.

Section	Position	A_s^{\max} z.c (cm ²)	A_s^{\max} z.r (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur(As')	$A_s^{\max \text{ adp}}$ (cm ²)	$A_s^{\min \text{ adp}}$ (cm ²)
30x50	Travée	60	90	7.5	8.1	8.3	3T20	3T20	9.42	9.42
30x50	Appui	60	90	7.5	11.9	15.4	3T20+2T14	3T20+3T16	12.5	15.46

Tableau V.27 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x45.

Section	Position	A_s^{\max} z.c (cm ²)	A_s^{\max} z.r (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur(As')	$A_s^{\max \text{ adp}}$ (cm ²)	$A_s^{\min \text{ adp}}$ (cm ²)
30x45	Travée	54	81	6.75	4.4	4.6	3T16	3T16	6.03	6.03
30x45	Appui	54	81	6.75	9.9	10.6	5T16	3T16+3T14	10.05	10.65

V.3.4- Condition de non fragilité :

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

Avec :

$$f_{t28} = 2.4\text{MPa} \quad ; \quad f_e = 500\text{MPa}$$

Tableau V.28: Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	A_s^{choisi} $A_s^{\text{(min)}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_s^{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	Vérification
30x50	9.42	1,57	Vérifiée
30x45	6.03	1,41	Vérifiée

V.3.5- 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.**

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

- **Acier.**

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

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

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

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

Tableau V.29: Vérification des poutres (30X50) à l'ELS.

Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	48.5849	2.95	18	43.4	250	vérifier
Appui	-61.6307	3.01	18	44.5	250	vérifier

TABLE: Element Forces - Beams													
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story9	B29	253	ELS	Combination	2.66	0	-0.1617	0	0.0885	0	48.5849	253-3	0.38
Story9	B29	253	ELS	Combination	3.04	0	1.2633	0	0.0885	0	48.3755	253-3	0.76
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story1	B30	270	ELS	Combination	5.425	0	72.8694	0	6.0074	0	-61.0253	270-5	0.865
Story1	B29	261	ELS	Combination	5.425	0	73.513	0	-4.9887	0	-61.6307	261-5	0.865

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

Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	45.3215	4.12	18	60.4	250	vérifier
Appui	-84.9357	5.69	18	83.8	250	vérifier

TABLE: Element Forces - Beams													
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story9	B14	118	ELS	Combination	2.2	0	6.3631	0	-1.4229	0	45.3215	118-3	0
Story9	B14	118	ELS	Combination	2.2	0	-17.8305	0	0.2764	0	45.0918	118-2	1.1
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story8	B9	74	ELS	Combination	5.3	0	70.5559	0	6.7568	0	-81.3729	74-5	0.9
Story8	B14	119	ELS	Combination	5.3	0	72.4916	0	-7.723	0	-84.9357	119-5	0.9

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) = 3 \text{ MPA}$. (Fissuration préjudiciable). **Selon le BAEL91 modifié 99**

Tableau V.31: Vérification de la contrainte de cisaillement.

Section	T _u ^{max} (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérifier
30x50	221.2747	1.55	3	vérifier
30x45	152.8847	1.2	3	vérifier

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Poutre 30x50														
Story3	B31	277	0.8G+Ex	Combination	Max	1.14	0.3699	221.2747	0.1272	46.8517	0.0673	4.2763	277-1	1.14
Poutre 30x45														
Story3	B33	295	0.8G+Ex	Combination	Max	1.0448	1.8456	152.8847	0.0972	17.2934	0.0443	78.1488	295-1	1.0448

V.3.5-Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 (f_e=500MPa).

❖ Selon le BAEL 91 modifié 99 : →
$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

❖ Selon le RPA 99 version 2003 : →
$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.2\text{cm}.$

➤ Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.32: 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			
30x50	221.2747	1.55	40	12.5	25	12.5	25	2,25	4T10	3,14
30x45	152.8847	1.2	36.45	11.25	22.5	10	20	1,8	4T8	2.01

V.3.6-Recouvrement des armatures longitudinales :

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

On a :

- a. Ø=20mm.....L_r=100cm
- b. Ø=16mm.....L_r=80cm
- c. Ø=14mm.....L_r=70cm
- d. Ø=12mm.....L_r=60cm

V.3.7-Arrêt des barres :

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

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

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

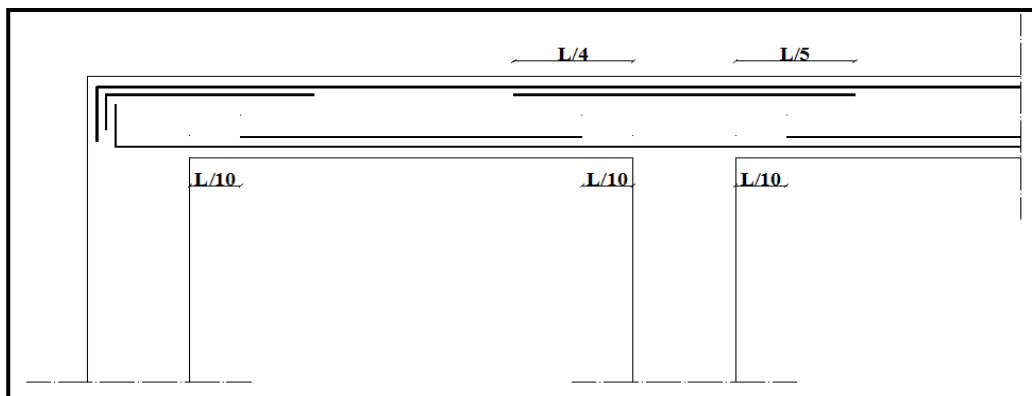


Figure V.1 : Arrêt des barres.

V.3.8-Vérification de la flèche :

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Tel que :

$$\bar{f}_1 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1.04 \text{ cm} \quad (L = 5,4 \text{ m})$$

$$\bar{f}_2 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1.02 \text{ cm} \quad (L = 5,2 \text{ m})$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Calcul de la flèche due aux déformations différées : $f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées : $f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

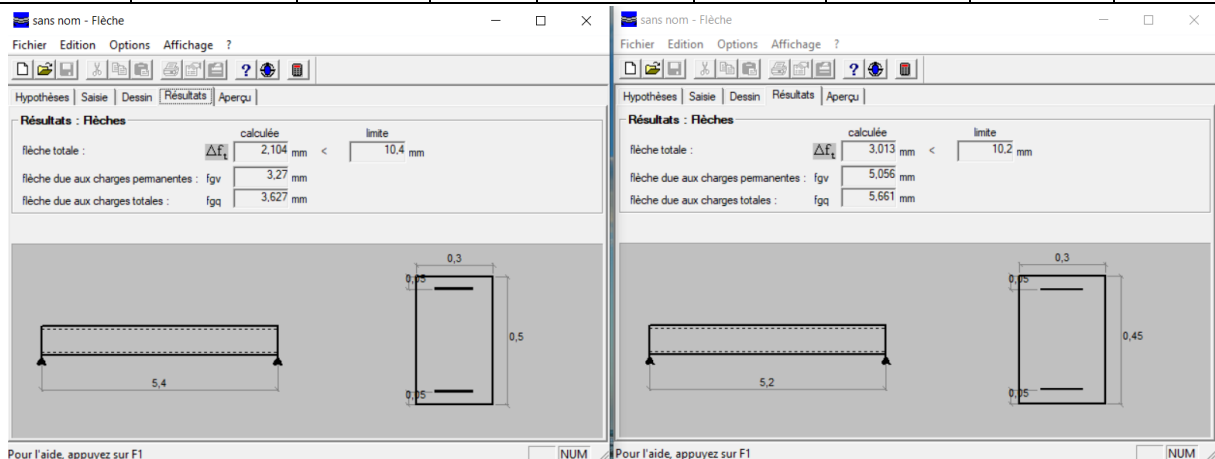
$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

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

Tableau V.33: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Section (cm ²)	Longueur (m)	M _{ser} (KNm)	A _s ^{adp} (cm ²)	I ₀ (cm ⁴)	Fi (cm)	Fv (cm)	Δft(cm)	f̄ (cm)
30x50	5.4	48.5849	9.42	455566.25	0.327	0.3627	0.2104	1.04
30x45	5.2	45.3215	6.03	300172.5	0.5056	0.5661	0.3031	1.02



➤ Poutre secondaire 30x45 (pour les bouts voile) :

a-Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V.34 : Ferraillage des poutres non porteuses 30x45 (pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x45	Travée	8.4158	-13.9226	1.3	1.3
30x45	Appui	7.7311	-7.1177	1.3	1.3

TABLE: Element Forces - Beams													
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
					m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story9	B25	217	ELU	Combination	0.9165	0	-3.8398	0	0.2129	0	7.7311	217-2	0
Story8	B25	218	ELU	Combination	0.2	0	-17.7814	0	-4.6694	0	-7.1177	218-1	0.2
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story9	B25	217	ELU	Combination	1.3747	0	0.8512	0	0.2129	0	8.4158	217-2	0.4582
Story1	B25	225	ELU	Combination	2.7495	0	41.4786	0	15.4424	0	-13.9226	225-4	0.1

b-Situation accidentelle G+Q+E

Tableau V.35: Ferraillage des poutres non porteuses 30x45 (pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x45	Travée	243.153	-259.8377	12.2	13.1
30x45	Appui	165.8402	-174.8578	8.2	8.7

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story3	B25	223	G+Q+Ex	Combination	Max	0.25	1.8221	136.3399	0.2164	2.4597	0.0486	165.8402	223-1	0.25
Story3	B25	223	G+Q+Ex	Combination	Min	0.25	-1.8221	-161.1861	-0.2164	-9.3899	-0.0486	-174.8578	223-1	0.25
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story3	B25	223	G+Q+Ex	Combination	Max	2.7495	0	215.1438	0	20.5245	0	243.153	223-4	0.1
Story3	B25	223	G+Q+Ex	Combination	Min	2.7495	0	-158.1722	0	1.3745	0	-259.8377	223-4	0.1

c-Situation accidentelle 0.8G +E

Tableau V.36: Ferraillage des poutres non porteuses 30x45 (pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x45	Travée	245.9181	-257.0726	12.3	13
30x45	Appui	167.4249	-173.2731	8.3	8.6

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story3	B25	223	0.8G+Ex	Combination	Max	0.25	1.8221	140.4722	0.2164	3.7881	0.0486	167.4249	223-1	0.25
Story3	B25	223	0.8G+Ex	Combination	Min	0.25	-1.8221	-157.0539	-0.2164	-8.0616	-0.0486	-173.2731	223-1	0.25
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story3	B25	223	0.8G+Ex	Combination	Max	2.7495	0	205.1945	0	16.3662	0	245.9181	223-4	0.1
Story3	B25	223	0.8G+Ex	Combination	Min	2.7495	0	-168.1214	0	-2.7838	0	-257.0726	223-4	0.1

➤ **Choix des armatures :**

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.37: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x45(pour les bouts de voile).

Section	Position	$A_{s\ max\ z.c}$ (cm ²)	$A_{s\ max\ z.r}$ (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	$A_{s\ cal}$ (cm ²)	$A_{s\ cal}^{\prime}$ (cm ²)	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur(As')	$A_{s\ max}^{adp}$ (cm ²)	$A_{s\ min}^{adp}$ (cm ²)
30x45	Travée	54	81	6.75	12.3	13.1	3T16+5T14	3T16+5T14	13.73	13.73
30x45	Appui	54	81	6.75	8.3	8.7	5T16	5T16	10.05	10.05

➤ **Condition de non fragilité :**

Tableau V.38: Vérification de la condition de non fragilité 30x45(pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	$A_{s(min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Vérification
30x45	10.05	1.34	Vérifiée

➤ **Vérification vis à vis de l'ELS :**

Tableau V.39 : Vérification des poutres à l'ELS 30x45(pour les bouts de voile).

Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	6.0745	0.4	18	5	250	vérifier
Appui	-5.1521	0.34	18	4.24	250	vérifier

Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m	Element	Elem Station m
Story9	B25	217	ELS	Combination	1.3747	0	0.6172	0	0.1552	0	6.0745	217-2	0.4582
Story7	B25	219	ELS	Combination	1.7663	0	9.7977	0	3.9391	0	5.8054	219-3	0
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Story6	B25	220	ELS	Combination	0.225	0	-12.8704	0	-3.3812	0	-5.0298	220-1	0.225
Story8	B25	218	ELS	Combination	0.2	0	-12.9239	0	-3.3728	0	-5.1521	218-1	0.2

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Tableau V.40 : Vérification de la contrainte de cisaillement 30x45(pour les bouts de voile).

Section	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifier
30x45	215.1438	1.69	3	vérifier

Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m	Element	Elem Station m
Story3	B25	223	G+Q+Ex	Combination	Max	2.7495	0	215.1438	0	20.5245	0	243.153	223-4	0.1

➤ Calcul des armatures transversales :

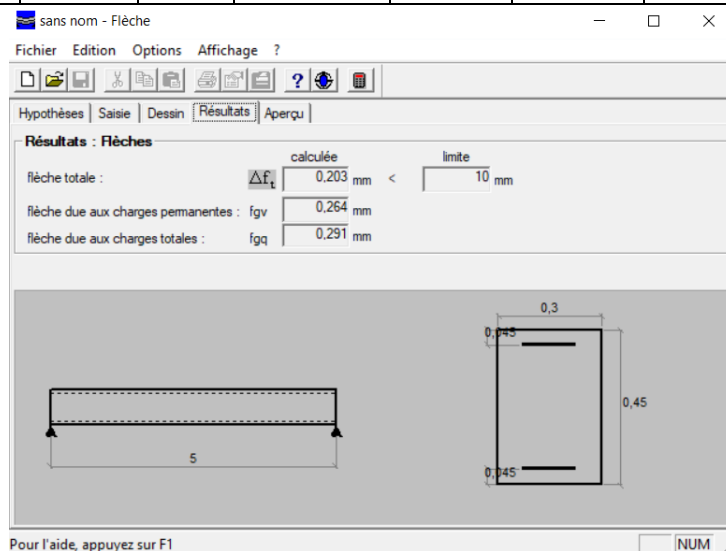
Tableau V.41 : calcul des armatures transversales 30x45(pour les bouts de voile).

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	215.1438	1.69	36.45	11.25	22.5	10	20	1.8	4T8	2.01

➤ Vérification de la flèche :

Tableau V.42: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche 30x45(pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	Longueur (m)	M _{ser} kNm	A _s ^{adp} (cm ²)	I ₀ (cm ⁴)	f _i (cm)	f _v (cm)	Δf _t (cm)	f̄ (cm)
30x45	5	6.0745	10.05	348412.5	0.0264	0.0291	0.0203	1

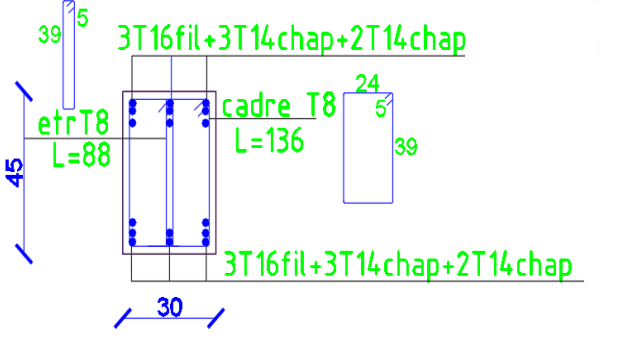
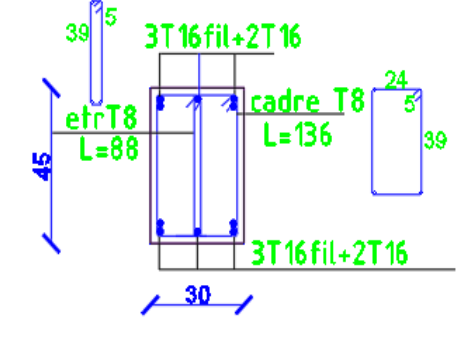


V.3.8 Schéma de ferrailage des poutres :

Tableau V.43 : Schéma de ferrailage des poutres porteuses et non porteuses.

TRAVEE	APPUIS
<p>Poutres porteuses 30x50</p>	
<p>Poutres non porteuses 30x45</p>	

Tableau V.44 : Schéma de ferrailage des poutres non porteuses pour les bouts de voile.

TRAVEE	APPUIS
 <p>3T16fil+3T14chap+2T14chap</p> <p>cadre T8 L=136</p> <p>etr T8 L=88</p> <p>3T16fil+3T14chap+2T14chap</p>	 <p>3T16fil+2T16</p> <p>cadre T8 L=136</p> <p>etr T8 L=88</p> <p>3T16fil+2T16</p>
Poutres non porteuses pour les bouts de voile 30x45	