

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



جامعة سعد دحلب – البلدية 1 -
Université Saad Dahlab Blida 1

كلية التكنولوجيا
Faculté De Technologie

قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Structure

THÈME

ETUDE D'UN BATIMENT R+7 + SOUS-SOL A USAGE
D'HABITATION ET COMMERCIAL EN BETON ARME

Etudié et réaliser par

HEMINNA Abdelouahab Kheireddine

MESSAOUDI Walid Nour Eddine

Devant le jury composé de :

	U. Saad Dahleb-Blida	Président
	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
Dr. AOUALI. N	U. Saad Dahleb-Blida	Promotrice
Mme. BADIS. W	U. Saad Dahleb-Blida	CO-Promotrice

Blida, Juillet 2023.

RESUME

Le présent travail est consacré à l'étude d'une structure (R+7+1 SOUS-SOL) à usage d'habitation et commercial contreventée par des portiques et des voiles. Cette structure est implantée à BLIDA -MOUZAIA- (zone de forte sismicité, zone III).

L'étude de ce projet porte dans un premier temps sur le pré dimensionnement des éléments structuraux et les éléments non structuraux de la structure, ensuite sa modélisation par un logiciel de calcul des structures (ETABS) afin d'effectuer une analyse sismique et dynamique. Les résultats obtenus seront utilisés dans le ferrailage des éléments structuraux et en dernier lieu, l'étude de l'infrastructure.

L'étude sera faite conformément aux règles parasismiques Algériennes (RPA99 modifiées 2003), aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) et en appliquant le BAEL91.

ملخص

تم تخصيص هذا العمل لدراسة هيكل (طابق تحتي + طابق أرضي + 7 طوابق) للاستخدام السكني، تجاري مدعوم بأروقة وجدار خرساني. يقع هذا الهيكل في البلدية-موزاية- (منطقة عالية الزلازل المنطقة الثالثة).

تتعلق دراسة هذا المشروع في البداية بالأبعاد المسبقة للعناصر الهيكلية والعناصر غير الهيكلية للهيكل، ثم نمذجتها بواسطة برنامج الحساب الهيكلي من أجل إجراء تحليل زلزالي وديناميكي. سيتم استخدام النتائج التي تم الحصول عليها في تقوية العناصر الهيكلية وأخيراً دراسة البنية التحتية.

وقواعد تصميم وحساب الهياكل الخرسانية المسلحة) معدل (RPA99)2003 ستتم الدراسة وفقاً لقواعد الزلازل الجزائرية. (BAEL91)و تطبيق(CBA93)

ABSTRACT

This work is devoted to the study of a structure (R + 7 + 1 BASEMENT) for residential use and commercial , braced by porticoes and sails. This structure is located in BLIDA -MOUZAIA- (zone of high seismicity, zoneIII).

The study of this project initially concerns the pre-dimensioning of the structural elements and the non-structural elements of the structure, then its modeling by structural calculation (ETABS) software in order to carry out a seismic and dynamic analysis. The results obtained will be used in the reinforcement of the structural elements and finally, the study of the infrastructure.

The study will be made in accordance with the Algerian seismic rules (RPA99 modified 2003), the design and calculation rules for reinforced concrete structures (CBA93) and by applying the BAEL91.

Remerciement

Tout d'abord nous remercions Dieu, le tout puissant, de nous avoir donné la volonté et le courage afin d'arriver à la finalité de ce modeste travail.

Ensuite nos parents qui nous ont beaucoup soutenus pendant toute la vie et qui continuerons à nous aider dans tous les projets de l'avenir.

Ainsi que tous les membres de nos familles à nous encourager dans notre projet.

Nous remercions très sincèrement notre promotrice Dr. AOUALI.N et Mme. BADIS.W de nous avoir encadré ainsi que leur disponibilité, orientation et précieux avec lesquels ils ont suivi et guide se travaille.

Enfin, je remercie les membres du jury qui ont accepté d'évaluer ce travail et qui me feront l'honneur de le juger et de l'enrichir par leurs propositions.

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail :

A l'âme de ma chère mère, que Dieu ait pitié de son âme, a ma source d'affection de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour, J'espère devant Dieu que tu es heureux avec moi aujourd'hui.

A mon père source de respect, e témoignage de ma profonde reconnaissance pour tout l'effort et le soutien incessant qui m'a toujours apporté.

A toute ma famille et a tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'arrivée ici.

Et A tout ceux qui sont proches de mon cœur et qui m'encouragent et supportent pour donner le meilleur de moi-même.

A mon binôme Walid et sa famille pour lequel je souhaite une vie pleine de joie et de réussite.

A mes amis(es) intimes RANIA,ADEM, BILLEL,RAHIM,AMINE, MUSTAPHA, ADEL, ZAKI, YAZID, MOUMEN, IMAD, ABDOU.

A toute la promotion de Génie Civil 2023.

HEMINNA ABDELOUAHAB

Dédicaces

Avec joie, fierté et respect, Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes cheres sœurs Aya, Sara, Ferial, Nour, Meriem, Ihcene, Khadidja, Hana, Wissem, Houda Et mes cheres frères Bilel, Adem, Amine, Salim, Chakib, Anis, Imad, et Imad pour leur encouragement et soutien tout au long de mes études. Que dieu les protège et leur offre la chance et le bonheur.

A tout mes amis.

Et A tout ceux qui sont proches de mon cœur et qui m'encouragent et supportent pour donner le meilleur de moi-même.

A mon binôme Abdelouahab et sa famille pour lequel je souhaite une vie pleine de joie et de réussite..

A tout la promotion de Génie Civil 2023.

MESSAOUDI WALID

Liste des Symboles

❖ BETON ARME:

- f_{cj} : Résistance en compression à j jour du béton.
- f_{ij} : Résistance à la traction à j jour du béton.
- E_{ij} : Module de déformation longitudinale du béton.
- E_{vj} : Module de déformation différé du béton.
- G : Module de déformation transversal.
- ν : Coefficient de Poisson.
- f_{bu} : Résistance conventionnelle ultime à la compression.
- ξ_{bc} : Déformation unitaire du béton.
- σ_{bc} : Contrainte de compression dans le béton.
- γ : Est un coefficient de sécurité.
- θ : Est un coefficient en fonction de la durée d'application de l'action considérée.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton en compression.
- $\bar{\tau}_u$: Contraintes limites de cisaillement.
- f_{su} : Résistance caractéristique ultime de l'acier.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible d'acier.
- f_e : Limite d'élasticité des aciers utilisés.
- η : Coefficient de fissuration.
- N_u : Est l'effort normal ultime.
- N_d : Est l'effort vertical
- V_E : Charge horizontale
- B_r : Est la section de béton réduite du béton.
- λ : L'élancement de l'élément poteau.
- \bar{f} : La flèche admissible.
- F_p : L'action sismique horizontale.
- L_f : Longueur de flambement.
- e_0 : Est l'excentricité de premier ordre, avant application des excentricités additionnelles.
- e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après l'exécution.

- e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre lié, à la déformation de la structure.
- φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation initiale instantané sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.
- u_{bu} : Moment réduit.
- A_s : Section d'armature comprimée.
- A'_s : Section d'armature tendue.
- S_t : Escapement des armatures.
- A_r : Section d'armature de répartition.
- M_0 : Moment fléchissant dans la travée.
- M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.
- M_w : La valeur absolue du moment sur appui de gauche dans la travée considéré.
- M_e : La valeur absolue du moment sur appui de droite dans la travée considéré.
- M_{ut} : Moment capable de la table de compression.
- A_{min} : Section minimale d'armature.
- ϕ_t : Diamètre d'armature transversale.
- f_{pi} : Flèche instantané due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré.
- f_{gv} : La flèche différée dues à l'ensemble des charges permanentes.
- f_{gi} : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.
- f_{ji} : Flèche instantanée due à charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des revêtements et cloisons.
- y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène.
- M_g : Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes.
- M_j : Le moment dû aux charges permanentes appliquées à la mise en oeuvre des revêtements.
- M_p : Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.
- T_u : Le moment de torsion ultime.
- a : Le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section.
- T_k : Le période du mode K.
- N : Le nombre de niveau au-dessus du sol.
- G : Centre de gravité.
- R : Centre e rigidité.
- V : Effort tranchant.
- M_k : Moment de renversement.
- δk : Les déplacements horizontaux absolus.

- Δk : Les déplacements relatifs.
- R : Coefficient de comportement.
- Q : Facteur de qualité.
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement.
- A_t : Section d'armature minimale.
- τ_{se} : La contrainte d'adhérence d'entraînement.
- λg : Est l'élanement géométrique du poteau.
- M_{uf} : Moment fictif.
- A'_{sf} : Section d'armature fictive
- Y_{ser} : La distance entre le centre de pression à l'axe neutre de la fibre supérieure de la section la plus comprimé.

Liste des figures

Chapitre I : Introduction et description de l'ouvrage

Figure I. 1: Diagramme parabole-rectangle des contraintes déformation d'un béton comprimé.	9
Figure I. 2: Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELU.....	10
Figure I. 3: Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELS.	11

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Figure II. 1: Coupe d'un plancher en corps creux.....	14
Figure II. 2: Coupe d'un plancher étage et plancher terrasse.	20
Figure II. 3: Emplacement d'un Poteau centrale.....	24
Figure II. 4: Surface influence de poteau central.	24
Figure II. 5: Surcharges d'exploitation des différents éléments.	28
Figure II. 6: Surface influence de poteau de rive.	28
Figure II. 7: Emplacement de Poteau d'angle.....	33
Figure II. 8: Surface influence de poteau d'angle.....	33

Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

Figure III. 1: Coupe d'un Acrotère.....	37
Figure III. 2: Diagrammes des efforts à L'E.L.U.....	39
Figure III. 3: La section de calcul.	39
Figure III. 4: Schéma de ferrailage de l'acrotère.	43
Figure III. 5: Corps Creux.	46
Figure III. 6: Schéma de poutrelle.....	46
Figure III. 7: Schéma de la Poutrelle à 7 travées.	47
Figure III. 8: Schéma statique poutrelle type 1.	52
Figure III. 9: Diagrammes des Moments a ELU.....	52
Figure III. 10: Diagrammes des Moments à ELS.	52
Figure III. 11: Diagrammes des efforts tranchants a ELU.....	53
Figure III. 12: Diagrammes des efforts tranchants à ELS.	53
Figure III. 13: Ferrailage de poutrelle sur travée.	60
Figure III. 14: Ferrailage de poutrelle sur appuis.....	60
Figure III. 15: Schéma d'escalier.	61
Figure III. 16: Vue en plan d'escalier.....	62
Figure III. 18: Ferrailage d'escalier.....	68
Figure III. 19: Schéma statique de balcon.	69
Figure III. 20: Ascenseur.	73

Figure III. 21: Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen.	73
--	----

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

Figure IV. 1: Spectre de réponse application RPA.	84
Figure IV. 2: limite des décrochements en plan.	85
Figure IV. 3: Vue en 3D.	86
Figure IV. 4: Vue en 2D 1er étage et les charges de la structure.	87
Figure IV. 5: Vue en 2D 6em étage et les charges de la structure.	87
Figure IV. 6: Vue en 2D 7em étage et les charges de la structure.	88
Figure IV. 7: Vue en 2D de la TRS et les charges de la structure.	88
Figure IV. 8: Déformation verticale.	89
Figure IV. 9: La Période et participation massique du modèle.	89
Figure IV. 10: Mode 1 translation Y-Y vue en 3D.	90
Figure IV. 11: Mode 2 translation X-X vue en 3D.	91
Figure IV. 12: Mode 3 rotation vue en 2D.	91
Figure IV. 13: Spectre de réponse application RPA.	94
Figure IV. 14: Limite des décrochements en plan.	95
Figure IV. 15: Disposition des voiles vue en 2D.	96
Figure IV. 16: Disposition des voiles vue en 3D.	97
Figure IV. 17: Déformation verticale de la structure.	97
Figure IV. 18: La Période et participation massique du modèle.	98
Figure IV. 19: Mode 1 translation suivant X-X.	98
Figure IV. 20: Mode 2 translation suivant Y-Y.	99
Figure IV. 21: Mode 3 rotation.	99
Figure IV. 22: Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles (Systèmes 2, 4a et 4b)	102

Chapitre V : Ferrailage des éléments

Figure V. 2: Schéma de ferrailage de poteau 45x45.	116
Figure V. 1: Schéma de ferrailage de poteau 50x50	116
Figure V. 4: Schéma de ferrailage de poteau 35x35.	116
Figure V. 3: Schéma de ferrailage de poteau 40x40.	116
Figure V. 5: Schéma de ferrailage de poteau 30x30.	116
Figure V. 28: Ferrailage du linteau.	140
Figure V. 29: Disposition les voiles	143
Figure V. 30: Schéma de voile.	150

Chapitre VI : Etude de Fondation

Figure VI. 1: Dimensions de la semelle isolée.	163
Figure VI. 2: Semelle filante.	164
Figure VI. 3: Model du radier en 3D.	166

Figure VI. 4: Surface de radier.....	171
Figure VI. 5: Schéma de ferrailage de la dalle du radier.....	175
Figure VI. 6: Schéma de ferrailage des nervures sur appuis.	178
Figure VI. 7: Schéma de ferrailage des nervures sur travée.	178
Figure VI. 8: Schéma voile périphérique.....	179

Liste des tableaux

Chapitre I : Introduction et description de l'ouvrage

Tableau I. 1: Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e	9
---	---

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II. 1: Vérification des conditions exigées par le RPA.....	18
Tableau II. 2: Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible	20
Tableau II. 3: Caractéristiques des éléments du plancher étage courant.....	21
Tableau II. 4: Poids des matériaux maçonnerie	21
Tableau II. 5: surcharges d'exploitation des différents éléments	22
Tableau II. 6: Les charges de cloison extérieure.....	22
Tableau II. 7: les charges de cloison intérieure de 10cm	23
Tableau II. 8: Les charges de cloison intérieure à double paroi	23
Tableau II. 9: Les efforts normal de poteau central	26
Tableau II. 10: a et b calcule de poteau central.....	26
Tableau II. 11: Choix a x b (initial) de poteau central	27
Tableau II. 12: a et b calcule réparé de poteau central.....	27
Tableau II. 13: Choix final de a et b de poteau central	27
Tableau II. 14: L'effort normal de poteau Rive	30
Tableau II. 15: a et b calcule de poteau rive	31
Tableau II. 16: Choix (initial) axb de poteau de rive	31
Tableau II. 17: a et b calcule réparé de poteau de rive	32
Tableau II. 18: Choix final de a et b de poteau de rive	32
Tableau II. 19: l'effort normal de poteau d'angle.....	35
Tableau II. 20: a et b calcule de poteau d'angle.....	35
Tableau II. 21: Choix axb (initial) de poteau d'angle	36
Tableau II. 22: a et b calcule réparé de poteau d'angle	36
Tableau II. 23: Choix final de a et b de poteau d'angle	36

Chapitre III : Calcul des éléments

Tableau III. 1: Charges et surcharges sur les poutrelles	47
Tableau III. 2: Evaluation des charges de la poutrelle avant le coulage	50
Tableau III. 3: Les charges ont ELU et ELS.....	51
Tableau III. 4: Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.....	54

Tableau III. 5: Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis	54
Tableau III. 6: Vérification à l'ELS	56
Tableau III. 7: Calcul de la flèche	58
Tableau III. 8: Charges et surcharges revenant à la paillasse	63
Tableau III. 9: Charges Permanentes de la Paillasse.....	64
Tableau III. 10: Choix de Ferrailage (travée et appuis)	64
Tableau III. 11: Vérification des contraintes du béton et d'acier à l'ELS.....	66
Tableau III. 12: Vérification de la flèche de l'escalier	68
Tableau III. 13: Charge permanente du balcon.....	69
Tableau III. 14: Combinaison de charges	70
Tableau III. 15: Calcul des efforts internes	70
Tableau III. 16: Ferrailage du balcon	71
Tableau III. 17: Ferrailage du panneau sens lx	76
Tableau III. 18: Ferrailage du panneau sens ly	77
Tableau III. 19: Ferrailage aux appuis.....	77
Tableau III. 20: Vérification à l'E.L.S de l'escalier.....	79

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

Tableau IV. 1: Facteur de qualité.....	85
Tableau IV. 2: Vérification de déplacement inter étage le sens X-X.....	93
Tableau IV. 3: Vérification de déplacement inter étage le sens Y-Y.....	93
Tableau IV. 4: Critères du facteur de qualité 2em model.....	95
Tableau IV. 5: Les dimensions des voiles	96
Tableau IV. 6: Calcule Vstatique	100
Tableau IV. 7: Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux	101
Tableau IV. 8: Vérification de déplacement inter étage le sens X-X.....	103
Tableau IV. 9: Vérification de déplacement inter étage le sens Y-Y.....	103
Tableau IV. 10: Vérification de l'effet P- Δ sens X-X.....	104
Tableau IV. 11: Vérification de l'effet P- Δ sens Y-Y.....	104
Tableau IV. 12: Justification de choix de R	105

Chapitre V : Ferrailage des éléments

Tableau V. 1: Tableau des Contraintes.....	106
Tableau V. 2: Tableau des zones.....	108
Tableau V. 3: Les efforts sous la combinaison ELU.....	108
Tableau V. 4: Les efforts sous la combinaison G+Q+E.....	108
Tableau V. 5: Les efforts sous la combinaison 0,8G+E	109
Tableau V. 6: Ferrailages des poteaux à L'ELU.....	109
Tableau V. 7: Ferrailages des poteaux (G+Q+E).....	110
Tableau V. 8: Ferrailages des poteaux (0,8G+E).....	110
Tableau V. 9: Choix des Armatures des Poteaux.....	111
Tableau V. 10: Vérification des Contraintes des Poteaux	111

Tableau V. 11: Vérification des Contraintes des Poteaux	112
Tableau V. 12: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	113
Tableau V. 13: Espacements maximales des armatures transversales des poteaux	115
Tableau V. 14: Choix des armatures transversales pour les poteaux	115
Tableau V. 15: Ferrailage des poutres principales (30x55) (situation durable)	118
Tableau V. 16: Ferrailage des poutres principales (30x55) (situation accidentelle).....	118
Tableau V. 17: Ferrailage des poutres princiapales (30x55) (situation accidentelle)	119
Tableau V. 18: Choix des armatures pour les poutres principales (30 x 55).....	119
Tableau V. 19: Ferrailage des poutres secondaires (30x45) (situation durable)	120
Tableau V. 20: Ferrailage des poutres secondaires (30x45) (situation accidentelle).....	120
Tableau V. 21: Ferrailage des poutres secondaires (30x45) (situation accidentelle).....	121
Tableau V. 22: Choix des armatures pour les poutres secondaires (30 x 45).....	121
Tableau V. 23: Ferrailage des poutres principales avec voiles (30x55) (situation durable)	122
Tableau V. 24: Ferrailage des poutres en principales avec voiles (30x55) (situation accidentelle).....	122
Tableau V. 25: Ferrailage des poutres en principales avec voiles (30x55) (situation accidentelle).....	123
Tableau V. 26: Choix des armatures pour les poutres en principales avec voiles (30 x 55)	123
Tableau V. 27: Ferrailage des poutres secondaires avec voiles (30x45) (situation durable)	124
Tableau V. 28: Ferrailage des poutres en secondaires avec voiles (30x45) (situation accidentelle).....	124
Tableau V. 29: Ferrailage des poutres en secondaires avec voiles (30x45) (situation accidentelle).....	125
Tableau V. 30: Choix des armatures pour les poutres en secondaires avec voiles (30 x 45)	125
Tableau V. 31: Vérification de la condition de non fragilité des poutres.....	126
Tableau V. 32: Vérification des poutres principales (30x55) à l'E.L.S	127
Tableau V. 33: Correction des poutres principales	127
Tableau V. 34: Vérification des poutres secondaires (30x45) à l'E.L.S	128
Tableau V. 35: Correction des poutres secondaires	128
Tableau V. 36: Vérification des poutres principales avec voiles (30x55) à l'E.L.S	129
Tableau V. 37: Vérification des poutres secondaires avec voiles (30x45) à l'E.L.S	129
Tableau V. 38: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres	130
Tableau V. 39: Calcul des armatures transversales.....	131
Tableau V. 40: Vérification de la flèche pour les poutres	132
Tableau V. 41: Les langueurs des Noyaux	143
Tableau V. 42: Les moments et les efforts de voile Y1	144
Tableau V. 43: Les moments et les efforts de voile Y2	144
Tableau V. 44: Les moments et les efforts de voile Y9	145

Tableau V. 45: Les moments et les efforts de voile Y10	145
Tableau V. 46: Les moments et les efforts de voile X3	146
Tableau V. 47: Les moments et les efforts de voile X4	146
Tableau V. 48: Les moments et les efforts de voile X5	147
Tableau V. 49: Les moments et les efforts de voile X6	147
Tableau V. 50: Les moments et les efforts de voile X7	148
Tableau V. 51: Les moments et les efforts de voile X8	148
Tableau V. 52: Ferrailage final (voile Y1)	151
Tableau V. 53: Ferrailage final (voile Y2)	152
Tableau V. 54: Ferrailage final (voile Y9)	153
Tableau V. 55: Ferrailage final (voile Y10)	154
Tableau V. 56: Ferrailage final (voile X3)	155
Tableau V. 57: Ferrailage final (voile X4)	156
Tableau V. 58: Ferrailage final (voile X5)	157
Tableau V. 59: Ferrailage final (voile X6)	158
Tableau V. 60: Ferrailage final (voile X7)	159
Tableau V. 61: Ferrailage final (voile X8)	160

Chapitre VI : Etude de Fondation

Tableau VI. 1: Sections des semelles filantes. X-X.....	165
Tableau VI. 2: Sections des semelles filantes. Y-Y	165
Tableau VI. 3: Contraintes sous le radier à l'E.L.U	170
Tableau VI. 4: Contraintes sous le radier à l'E.L.S	171
Tableau VI. 5: Ferrailage des panneaux du radier	174
Tableau VI. 6: Vérification des contraintes à l'E.L.S	174
Tableau VI. 7: Correction de la section d'acier	174
Tableau VI. 8: Ferrailage des nervures sens (x-x)	175
Tableau VI. 9: Ferrailage des nervures sens (y-y)	175
Tableau VI. 10: Vérification des contraintes à l'E.L.S	176
Tableau VI. 11: Correction de la section d'acier	176

Sommaire

RESUME

ملخص

ABSTRACT

Remerciement

Dédicaces

Liste des Symboles

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction Générale 1

CHAPITRE I :Introduction et description de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage..... 3

I.1.1. INTRODUCTION 3

I.1.2. Description du bâtiment 3

I.1.3. Caractéristiques dimensionnelles 4

I.1.4. Conception structurelle 4

I.2. Caractéristiques des matériaux de construction 5

I.2.1. Le béton 5

I.2.2. L'acier 9

I.2.3. Les Actions..... 11

I.2.4. Hypothèses de calcul des sections en béton armé 12

CHAPITRE II :Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Pré-dimensionnement des planchers 14

II.1.1. Plancher corp creux 14

II.2. Pré-dimensionnement des poutres 16

II.3. Pré-dimensionnement des poteaux..... 18

II.3.1. Poteau central (C-7)..... 24

II.3.1.1. Poteau supportant le plancher terrasse 25

II.3.1.2. Poteau supportant le plancher (1^{er} jusqu'à 6^{eme} étage)..... 25

II.3.2. Poteau de rive (D-7) 28

II.3.2.1. Poteau supportant le plancher terrasse 29

II.3.2.2. Poteau supportant le plancher (1 ^{re} jusqu'à 4 ^{eme} étage).....	29
II.3.2.3. Poteau supportant le plancher (RDC)	30
II.3.3. Poteau d`angle.....	33
II.3.3.1. Poteau supportant le plancher terrasse.....	34
II.3.3.2. Poteau supportant le plancher étage	34

CHAPITRE III :Calcul des éléments secondaires

III.1. L`acrotère	37
III.1.1. INTRODUCTION	37
III.1.2. Evaluation des charges	38
III.1.3. Calcul les sollicitations.....	38
III.1.4. Ferrailage de l`acrotère.....	39
III.2. ETUDE DES PLANCHER	44
III.2.1 Etude du plancher :	45
III.2.2 Etude des poutrelles :	46
III.3. ETUDE DES ESCALIERS	61
III.3.1. Définition.....	61
III.3.2. Pré dimensionnement	61
III.3.3. Vérification de l`équation de « BLONDEL »	61
III.3.4. Détermination de l`épaisseur de la paillasse.....	62
III.3.5. Angle d`inclinaison de la paillasse	62
III.3.6. Evaluation des charges	63
III.4. Le balcon.....	69
III.4.1. Introduction	69
III.4.2. Evaluation des charges du balcon.....	69
III.4.3. Combinaison de charges.....	70
III.4.4. Calcul des moments	70
III.4.5. Calcul de ferrailage	70

CHAPITRE IV :Etude dynamique en zone sismique

IV. 1. Introduction.....	80
IV.2. Etude dynamique	80
IV.3. Etapes de l`analyse dynamique	80
IV.4. Analyse modale	81

IV.5. Modélisation.....	81
IV.5.1. Modélisation de la structure	81
IV.5.2. Modélisation de la rigidité.....	82
IV.5.3. Modélisation de la masse	82
IV.5.4. Etude sismiques	83
IV.6. Choix de la méthode de calcul	83
IV.6.1. La méthode statique équivalente	83
IV.6.2. La méthode dynamique modale spectrale	83
IV.6.3. La méthode dynamique par accélérogrammes	83
IV.7. Model 1 de modélisation (sans voiles) et sans résultat.....	86
IV.8. Model 2 de la modélisation (avec voiles) et sans résultat.....	94
IV.8.1 Spectre de réponse :	94
IV.8.2 : Choix de système de contreventement « système 2, 4a et 4b » :.....	101

CHAPITRE V :Ferrailages des éléments

V.1.Ferrailage des poteaux	106
V.1.1. Introduction.....	106
V.1.2. Combinaison d'action	107
V.1.3. Recommandations du RPA99/ Version 2003	107
V.1.4. Méthode de calcul	109
V.1.5. Choix des armatures	111
V.1.6. Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service	111
V.1.7. Vérification de l'effort tranchant	112
V.1.8. Ferrailage transversal des poteaux	113
V.1.9. Longueur De Recouvrement.....	115
V.1.10. Schéma de ferrailage	116
V.2. Ferrailage des poutres	117
V.2.1. Introduction.....	117
V.2.2. Recommandation du «RPA99/Version 2003»	117
V.2.3. Calcul du ferrailage	117
V.2.4. Les vérifications	126
V.2.4.1. Condition de non fragilité	126
V.2.4.2. Vérification vis à vis de l'E.L.S	126

V.2.5. Calcul des armatures transversales	130
V.2.6. Recouvrement des armatures longitudinales	131
V.2.7. Vérification de la flèche	132
V.2.8. Schéma de ferrailage	133
V.3.Ferrailage des voiles	139
V.3.1. Introduction.....	139
V.3.2. Méthode de calcul	139
V.3.3. Recommandations du RPA99	139
V.3.3.1. Les linteaux (RPA99 version2003 (article 7.7.3))	139
V.3.3.2. Les trumeaux (voiles pleines) : (RPA99 version2003 (articles 7.7.4)	141
V.3.4. Calcul de ferrailage	148
V.3.4.1. Voile pleine	148
V.3.4.2. Vérification de la contrainte cisaillement	148
V.3.5. Ferrailage final	151
V.3.6. Ferrailage des linteaux	160

CHAPITRE VI :Etude des Fondations

VI.1. Calcul des fondations.....	163
VI.1.1. Choix de type de semelle	163
VI.1.1.1. Semelles isolées	163
VI.1.1.2. Semelles filantes	164
VI.1.2. Radier général.....	165
VI.1.2.1. Introduction.....	165
VI.1.2.2. Prédimensionnement de radier.....	166
VI.1.2.3. Prédimensionnement de Nervures	167
VI.1.2.4. Ferrailage du radier	172
VI.1.2.5. Ferrailage des nervures.....	175
VI.2. Etude du voile périphérique	179
VI.2.1. Calcul du voile périphérique	179
VI.2.2. Détermination des sollicitations	180
Conclusion générale	179

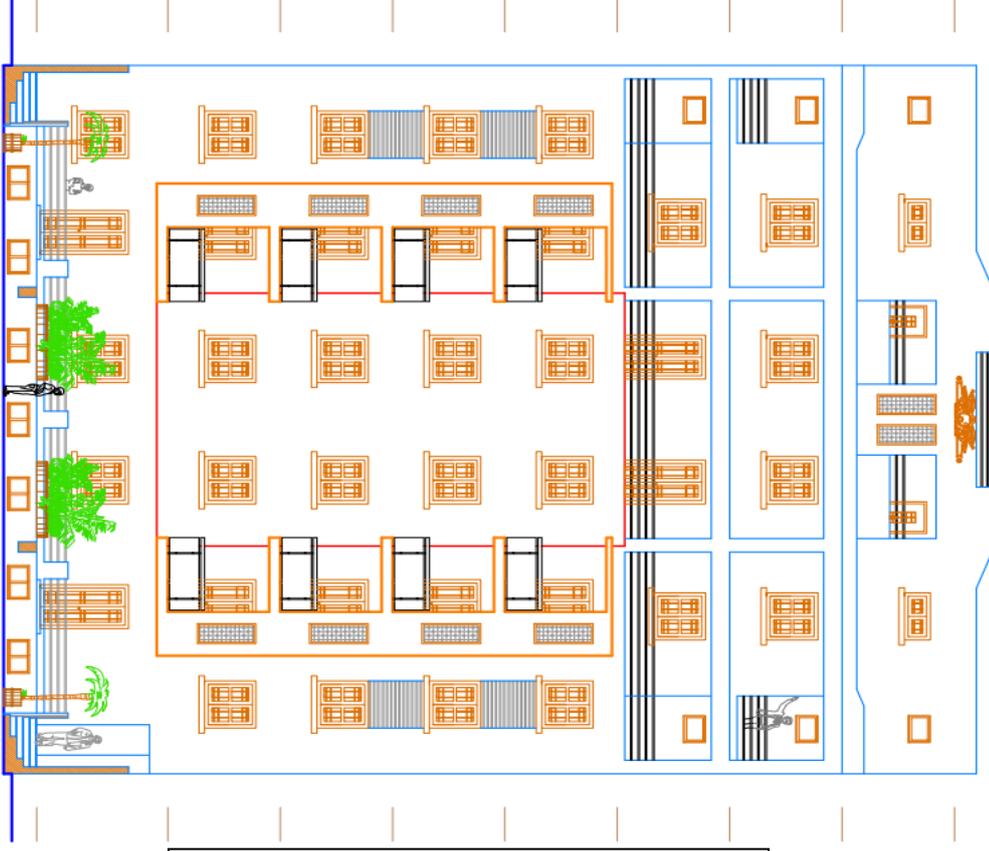
Bibliographie

Annexes

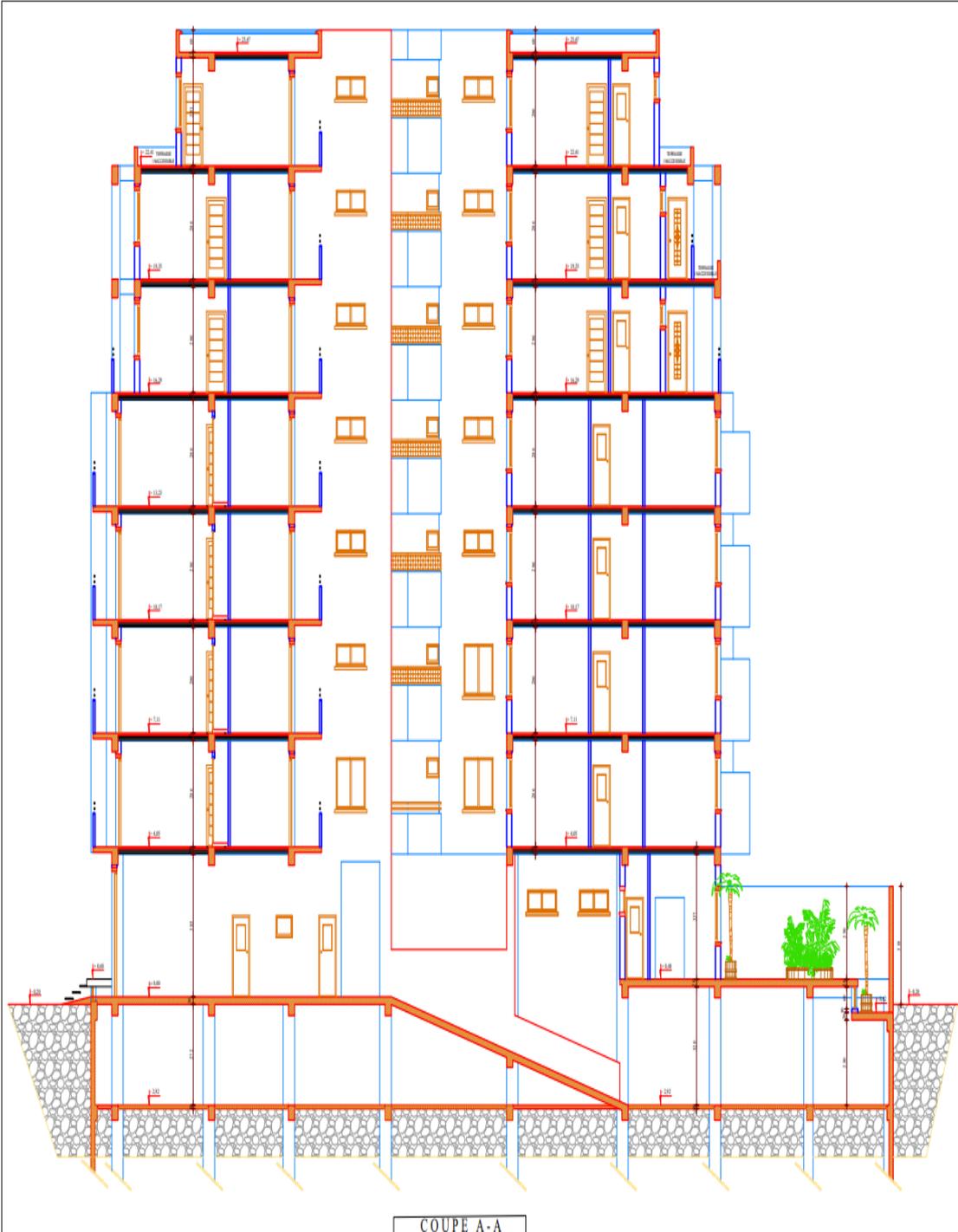
FACADE PRINCIPALE



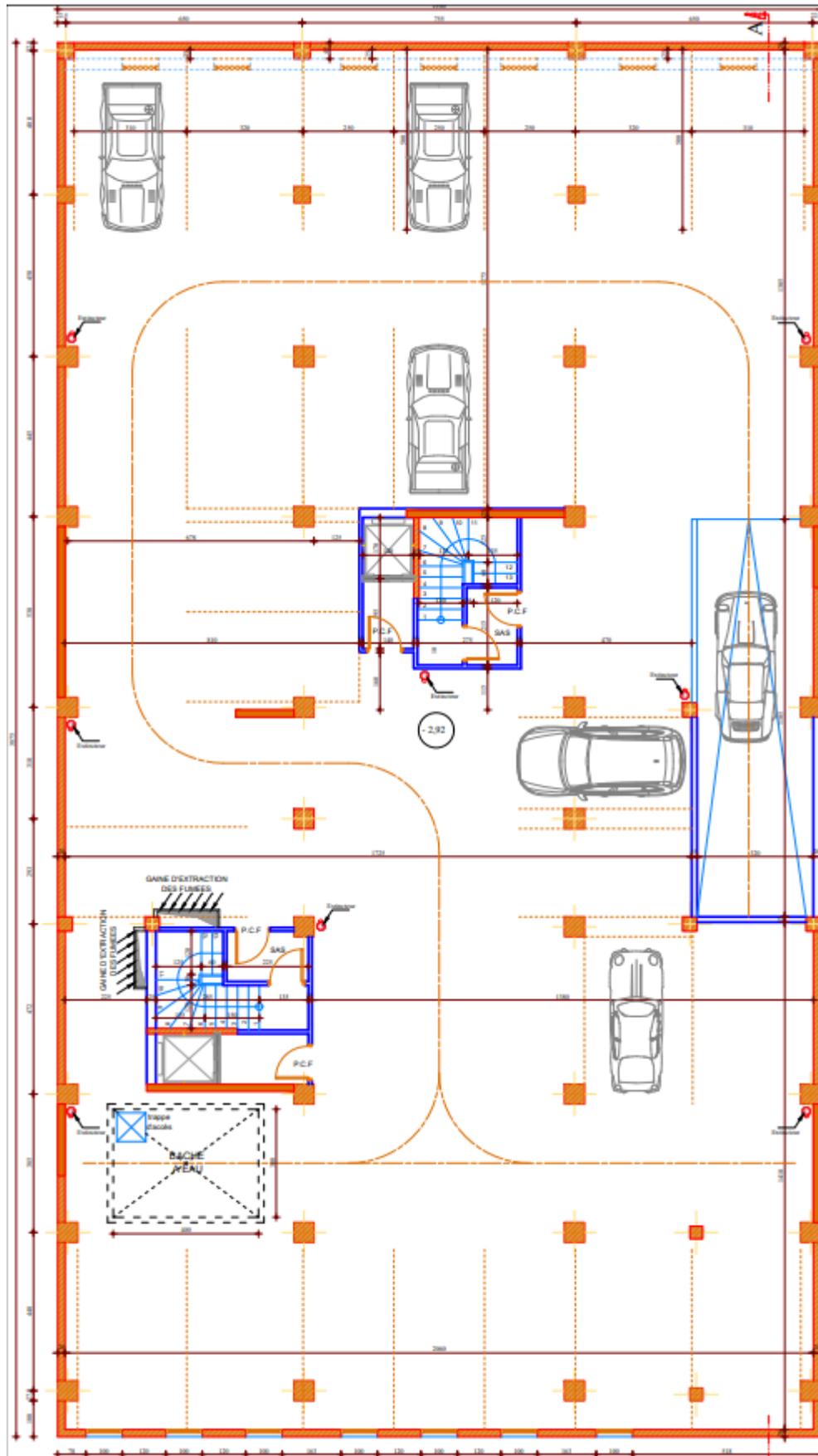
FACADE POSTERIEURE



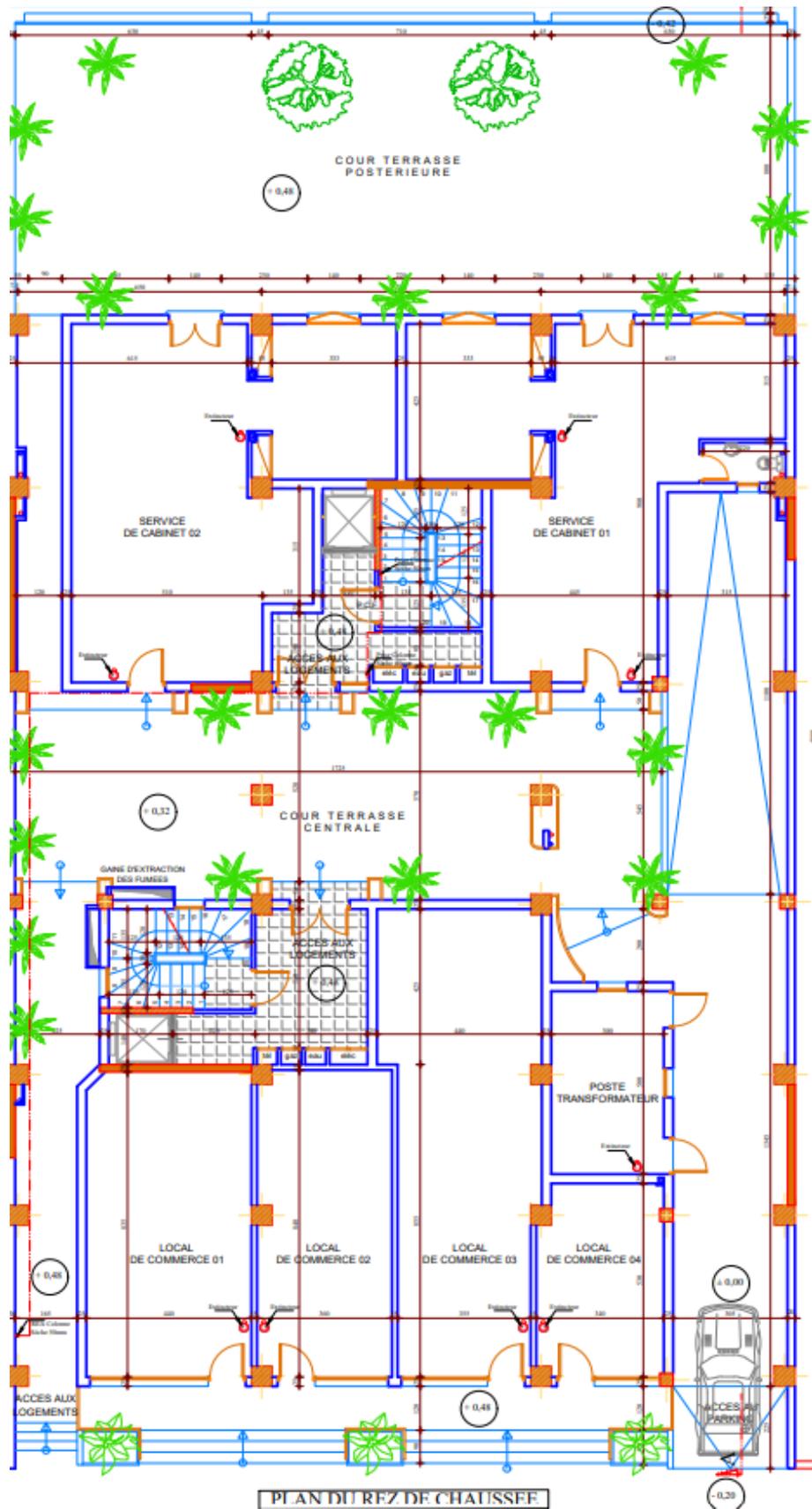
PLAN DE LA FAÇADE



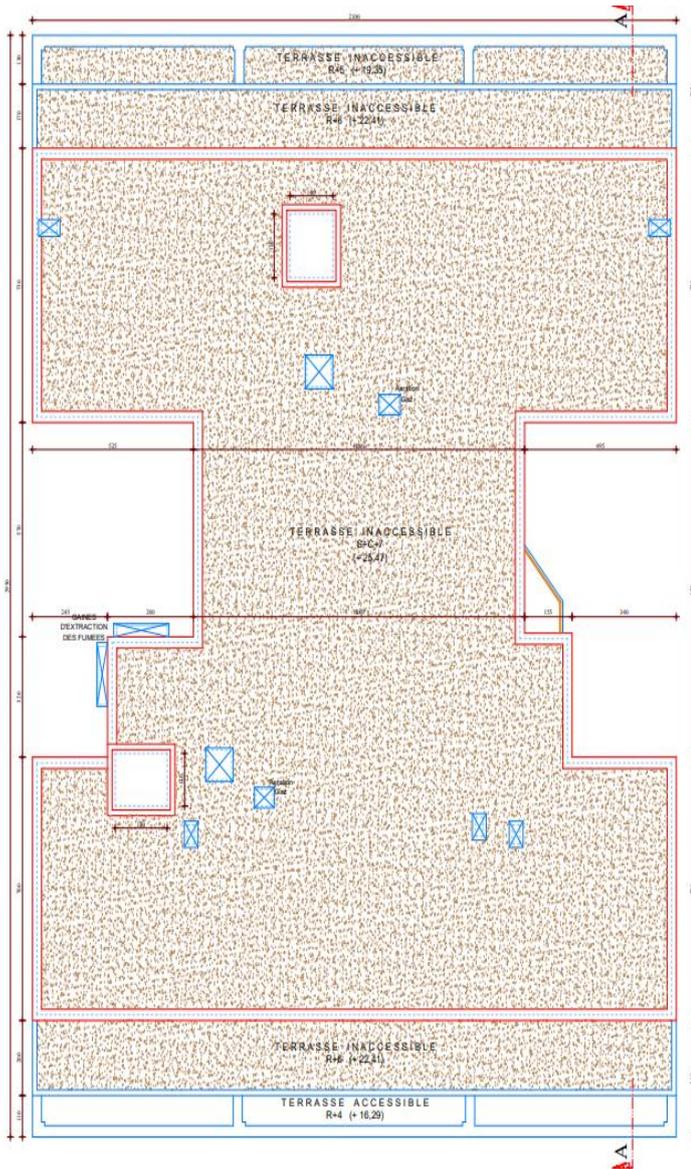
COUPE A-A



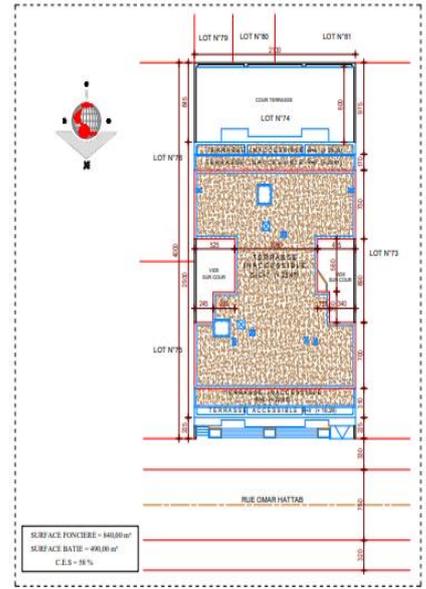
PLAN DE SOUS SOL



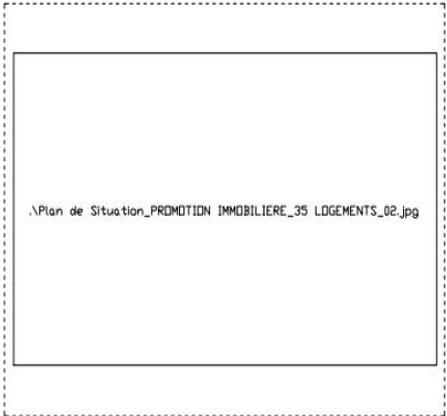
PLAN DE RDC



PLAN DE TOITURE



PLAN DE MASSE



PLAN DE SITUATION

PLAN DE TOITURE et PLAN DE MASSE et PLAN DE SITUATION

Introduction Générale

Durant des années notre pays a été victime d'une urbanisation anarchique, celle-ci a été l'une des principales causes de la prolifération des malfaçons dans le domaine du bâtiment, mais après avoir subi de nombreux séismes dévastateurs notamment celui (du 21 mai 2003) qui secoua les régions d'**Alger** et de **Boumerdes**, Le choc du séisme a provoqué la mort d'environ **2 278 personnes**, en plus des **11450 blessés** et **190 000 maisons détruites** [1], les normes de sécurité sont devenues de plus en plus strictes, maintenant le facteur sécurité est placée en avant de nombreux paramètres, sans oublier le facteur économie qui dépend de la capacité de l'ingénieur à réaliser un bon pré dimensionnement, et à optimiser l'usage des matériaux de construction et à implanter judicieusement sa structure.

Le règlement parasismique Algérien RPA 99 (version 2003) [2] donne une ligne de conduite à respecter pour obtenir un niveau de sécurité satisfaisant, les calculs seront donc conformes à ses règles ainsi qu'aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) [3], de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Après avoir présenté l'ouvrage à étudier et les différents matériaux utilisés (notamment l'acier et le béton), un pré-dimensionnement des éléments et une descente de charges s'imposaient afin d'éviter un surcoût de béton et d'acier.

Par la suite, vient le calcul et le ferraillement des éléments secondaires de la structure (escaliers, planchers, ...) après avoir défini leurs différentes sections ainsi que leurs charges et surcharges.

Une modélisation par le logiciel ETABS a été menée on fait pour notre structure, l'exploitation des résultats obtenus, nous a permis de procéder aux différentes vérifications réglementaires avant de déterminer le ferraillement nécessaire des éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles).

Pour finir ce projet, un radier nervuré a été adopté pour l'infrastructure, ce dernier a été dimensionné et ferrillé de manière à ce que les efforts provenant de la superstructure soient transmis au sol.

CHAPITRE I

Introduction et description de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage

I.1.1. INTRODUCTION

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment (RDC+7+SS) à usage d'habitation et commercial qui sera implanté à « BLIDA -MOUZAIA- », région correspondant à la zone (III), zone moyenne sismicité selon le RPA2003.

I.1.2. Description du bâtiment

La bâtisse est composée de « 07 » étages identiques à usage d'habitation et un rez de chaussée à usage d'habitation et commercial et un sous-sol

Plancher :

Le type de plancher à adopté pour tous les niveaux est celui des planchers à corps creux. Néanmoins, il existe des zones où on a opté pour les dalles pleines, et ça dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles adaptées à ces zones.

La terrasse est inaccessible sauf pour l'entretien avec des revêtements.

Escaliers :

Les escaliers sont à paillasse adjacente comprenant deux paillasses et un palier intermédiaire.

Revêtement :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- ✓ Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées
- ✓ Brique creuse de 15 cm d'épaisseur.
- ✓ L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- ✓ Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- ✓ Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.1.3. Caractéristiques dimensionnelles

Cette étude se fera en considérant les paramètres suivants :

- ✓ Contrainte admissible du sol $\sigma_s = 1,6$ bars.
- ✓ Largeur en plan ----- 20,45 m
- ✓ Longueur en plan ----- 28,75 m
- ✓ Hauteur de sous-sol ----- 2,92m
- ✓ Hauteur du RDC ----- 4,05 m
- ✓ Hauteur étage courant ----- 3,06 m
- ✓ Hauteur totale ----- 25,93m « avec acrotère ».
- ✓ La hauteur de l'acrotère est de ----- 60 cm.

I.1.4. Conception structurelle

La construction est structurée en portiques au nombre de (06) dans le sens transversal et de 03 dans le sens longitudinal.

Le contreventement de l'immeuble est constitué d'éléments verticaux assurant la stabilité sous l'action des sollicitations horizontales (vent ou forces d'origine sismiques). Ces éléments (refonds pleins, portiques) transmettent également les charges verticales aux fondations. L'effet des charges verticales est généralement estimé d'une manière simple, au prorata des surfaces de plancher. Les résultats ainsi obtenus sont suffisamment proches de la réalité.

Pour les sollicitations horizontales, le problème peut se résumer à :

- La connaissance les efforts horizontaux engendrés par le séisme.
- Déterminer leur répartition entre les différents éléments de contreventement.

Choix du système de contreventement.

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux (14 mètres) et est situé en zone *III*. Le contreventement par portique est donc écarté (Art. 1-b du RPA99/version 2003) et le choix va se porter sur un contreventement mixte (voiles et portiques).

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.2. Caractéristiques des matériaux de construction

Le béton armé se compose de béton et d'armatures. Il ne représente pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement, l'acier offre une bonne résistance aux efforts de traction, de l'association de ces deux matériaux, il résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

I.2.1. Le béton

a) Définition :

Le béton est obtenu en mélangeant en quantité et en qualité convenable du ciment, des granulats (gravier, sable) et de l'eau selon le type d'ouvrage à réaliser.

On choisira les différentes proportions à donner pour chaque composant, l'ensemble de ces composants est basé avant tout sur l'expérience et sur les résultats obtenus après les essais des éprouvettes à la compression et à la traction.

Donc le problème posé est de définir les pourcentages des différents granulats, dont on dispose pour obtenir le béton avec un dosage approprié en ciment.

Le béton est connu par sa bonne résistance à la compression mais d'autre part à la mauvaise résistance à la traction, pour cela on introduit des armatures pour palier à cet inconvénient pour avoir un béton armé résistant à la compression et à la traction.

b) Composition du béton :

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et pierraille) et d'eau et éventuellement des produits d'addition (adjuvants). C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

- La qualité du **ciment** et ces particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

- Le béton est constitué de deux types de **granulats** :
 - Sable de dimension inférieure à 5 mm.
 - Gravier de dimension inférieure à 25 mm
- L'eau utilisée doit être propre, elle ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement et la cohésion du béton

c) Préparation du béton :

On appelle **dosage** le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

- La composition ordinaire pour un mètre cube du béton est :
 - 350Kg/m³ de ciment CPA325
 - 400 L de sable $D_g \leq 5\text{mm}$
 - 800 L de gravillon $D_g \leq 25\text{ mm}$
 - 210 L d'eau.

Il existe plusieurs méthodes de préparation basées sur la granulométrie parmi lesquelles la méthode de DREUX-GORISSE.

d) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- ➔ **La masse volumique** : La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.
- ➔ **Le retrait** : C'est la diminution de longueur d'un élément de béton. On peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de la température qui entraîne un raccourcissement.
- ➔ **La dilatation** : puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 10^{-5} , pour une variation de $\pm 20^\circ\text{C}$ on obtient : $\Delta L = \pm (2/1000) \times \text{longueur}$
- ➔ **Le fluage** : C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée.
- ➔ **La résistance** :

1-Résistance du béton à la compression :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants ; un béton est défini par la valeur de la résistance à la compression mesurée en décroisant des éprouvettes cylindriques de 200cm² de section $d=16\text{cm}$; $h=32\text{cm}$.

Chapitre I : Introduction et description de l'ouvrage

La résistance est mesurée à l'âge de 28 jours

Selon les règles [BAEL91] la résistance du béton à la compression peut être estimée suivant la loi : $0.685 f_{c28} \cdot \log(j+1)$[BAEL91]

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

La réalisation du projet en étude fait normalement l'objet d'un contrôle régulier ; la résistance caractéristique du béton à adopter sera ainsi :

$$f_{c28} = 30 \text{MPa. (Valeur adoptée pour les constructions civiles et industrielles).}$$

2-Résistance du béton à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours notée f_{ij} ; est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 40 \text{MPa.}$$

$$f_{c28} = 30 \text{MPa} \rightarrow f_{t28} = 2.4 \text{MPa} \dots \dots \dots [BAEL91]$$

➔ Module de déformation longitudinale du béton :

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

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

$$E_{ij} = 34179.558 \text{MPa}$$

Le module de déformation différée « E_{vj} » à « j » jours du au fluage est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

$$E_{vj} = 11496.76 \text{MPa}$$

et sous les mêmes actions le module de déformation transversale est donnée par la relation :

$$G = E / 2 * (1 + \nu).$$

ν : coefficient de poisson

E : Déformation relative transversale au longitudinale.

Selon les règles [BAEL91] les valeurs de ce coefficient :

$\nu = 0.20$; dans le cas des états limites de service.

$\nu = 0.00$; dans L'E.L.U.

e) Caractéristiques limites du béton :

1-Contrainte ultime du béton en compression :

On a : $f_{bu} = 0.85 f_{cj} / \gamma_b$; en pratique ; on aura : $f_{cj} = f_{c28}$

Avec : f_{bu} : contrainte limite ultime de compression.

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.15$; pour les situations accidentelles.

$\Rightarrow f_{bu} = 22.174 \text{MPa}$.

$\gamma_b = 1.50$; pour les situations durables.

$\Rightarrow f_{bu} = 17 \text{MPa}$.

2-Contrainte ultime du béton au cisaillement :

On a :

$\bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{MPa})$; si la fissuration non préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{MPa})$; si la fissuration préjudiciable.

3- Contrainte de service du béton en compression :

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$ pour $\sigma_{bc} = 18 \text{MPa}$

4-Diagramme contrainte déformation :

Pour la vérification à l'état limite ultime, on utilise pour le béton un diagramme non linéaire dit « parabole-rectangle » ou bien, dans un but de simplification le diagramme rectangulaire qui en est début.

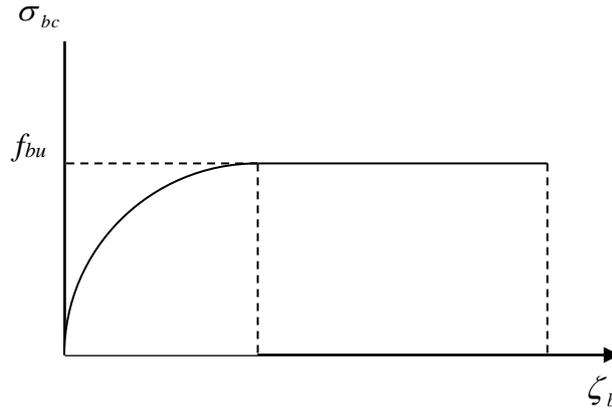


Figure I. 1: Diagramme parabole-rectangle des contraintes déformation d'un béton comprimé.

I.2.2. L'acier

a) Définition :

L'acier est un alliage fer-carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 210\ 000$ MPa.

b) Types d'acier :

Tableau I. 1: Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F_e E 22	215	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
	F_e E 24	235	
Barre HA Type 3	F_e TE 40	400	Emploi courant
	F_e TE 50	500	
Fils tréfiles HA type 3	F_e TE40	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	F_e TE	500	
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 $\phi > 6$ mm TL	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	52 $\phi \leq 6$ mm	520	

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de F_e E50 type 1,

$f_e = 500 \text{ MPa}$

d) Contraintes limites :

1. Contraintes limites à l'ELU :

$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \longrightarrow \quad \text{aciers naturels}$

$\sigma_s = 1.1 f_e / \gamma_s \quad \longrightarrow \quad \text{aciers écrouis}$

Avec : γ_s : Coefficient de sécurité dépend de type de situation.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s = 1.15 & \text{en situation courante} \quad \sigma_s = 435 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1 & \text{en situation accidentelle} \quad \sigma_s = 500 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

2. Contrainte limite de service :

Les contraintes limites de l'acier σ_s sont données en fonction de l'état limite d'ouverture des fissures.

Fissuration peu nuisible de la contrainte. } $\sigma_s = \text{Min} (2 f_e / 3 ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$
 Fissuration préjudiciable

Fissuration très préjudiciable $\sigma_s = \text{Min} (2 f_e / 3 ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \mu :$
 Coefficient de sécurité dépend de l'adhérence $\mu : 1$ pour les aciers (RL).

$\mu : 1,6$ pour les aciers (HA).

3. Diagramme de déformation - contrainte :

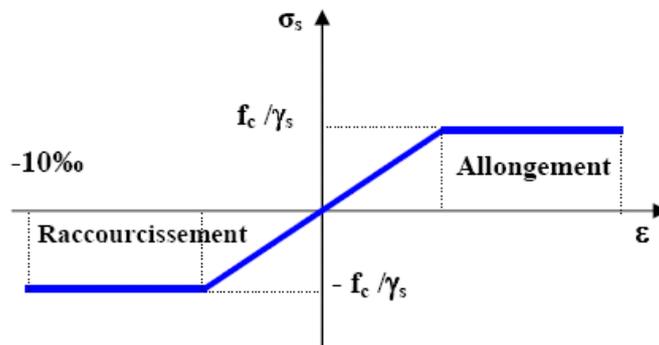


Figure I. 2: Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELU.

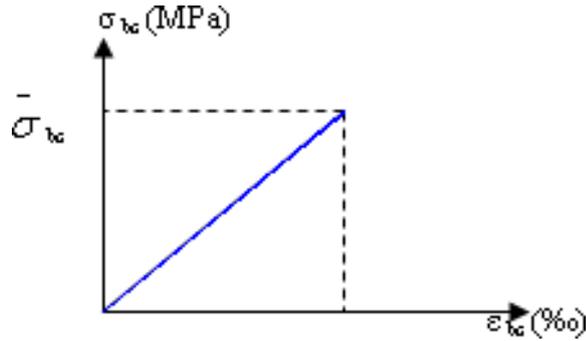


Figure I. 3: Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELS.

➤ L'allongement est donné par $\sigma_s = f_c / (\gamma_s * E_s)$

Dans notre cas, la fissuration sera considérée comme étant peut nuisible. Nous aurons donc $\sigma_s = f_c / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435 \text{ Mpa}$.

I.2.3. Les Actions

a) définition : les actions sont des forces appliquées aune construction soit :

- directement : action permanentes ; actions variables d'exploitation ; actions climatiques et action accidentelles.
- indirectement : effet de retrait et de fluage, variation de température et tassement

b) les actions permanentes (G) :

Elles ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- poids propre de la structure.
- poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement)
- efforts (poids, poussée des eaux et des terres)
- efforts dues à des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait)

c) les actions variables (Q) :

Elles varient de façon importante dans le temps :

- Les charges d'exploitation
- Les charges climatiques
- Explosion (gaz, bombes)
- Séismes

I.2.4. Hypothèses de calcul des sections en béton armé

a/ Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris

égal à $15(n = \frac{E_s}{E_b})$, n : est appelé coefficient d'équivalence.

b/ calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à

$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ en flexion

$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression centrée

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure -1-

Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à 3/7h de la fibre la plus comprimée.

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments structuraux

Introduction

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le **RPA99 version 2003**, **BAEL 91 modifié 99** et **CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé)**.

Le pré dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes subséquents.

II.1. Pré-dimensionnement des planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2,3 et 4 appuis.

Ils sont conçus afin de supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et assurer l'isolation thermique et phonique.

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant-projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées suivantes :

II.1.1. Plancher corp creux

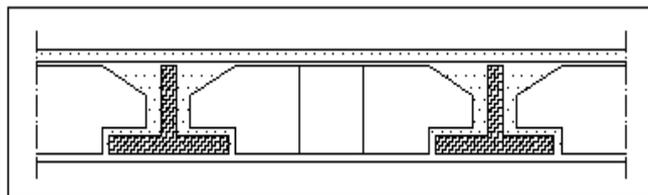


Figure II. 1: Coupe d'un plancher en corps creux.

à partir de la condition de la flèche: $h_t \geq L/22 \cdot 5$

L max entre nu d'appuis dans le sens des poutrelles :

$L_{max} = \min (L_{max}(x); L_{max}(y))$

$L_{max}(x) = 715 \text{ cm}$

$L_{max}(y) = 500 \text{ cm}$

$L_{max}(y) = 500 \text{ cm}$

$e > 500/22,5$

22,222222

Plancher Corps-Creux (20+5)

II.1.2 Planchers dalle pleine :

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- **Résistance au feu :**

$e = 7$ cm Pour une heure de coupe-feu.

$e = 11$ cm Pour deux heures de coupe-feu.

On admet : **$e = 11$ cm.**

- **Isolation phonique :**

Selon les règles « **CBA.93** », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 16 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit : **$e = 16$ cm.**

- **Résistance à la flexion :**

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

-Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$.

-Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$.

Avec l_x : La petite portée du panneau le plus sollicité. ($l_x = 7,45$ m).

On aura donc : $14,9 \leq e \leq 18,625$ (cm).

On limite donc notre épaisseur à : **$e = 15$ cm.**

Conclusion :

Pour le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

- Pour les dalles pleines et balcons nous adopterons une épaisseur de **15 cm.**

II.2. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur pré dimensionnement se base sur les trois étapes suivantes :

- ❖ Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules empiriques données par le B.A.E.L 91 modifié 99
- ❖ Vérification des conditions imposées sur (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).
- ❖ Vérification de la rigidité.

Les trois étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 :**

La hauteur **h** de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

La longueur **b** de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : Portée de la poutre de la plus grande travée considérée

h : Hauteur de la poutre.

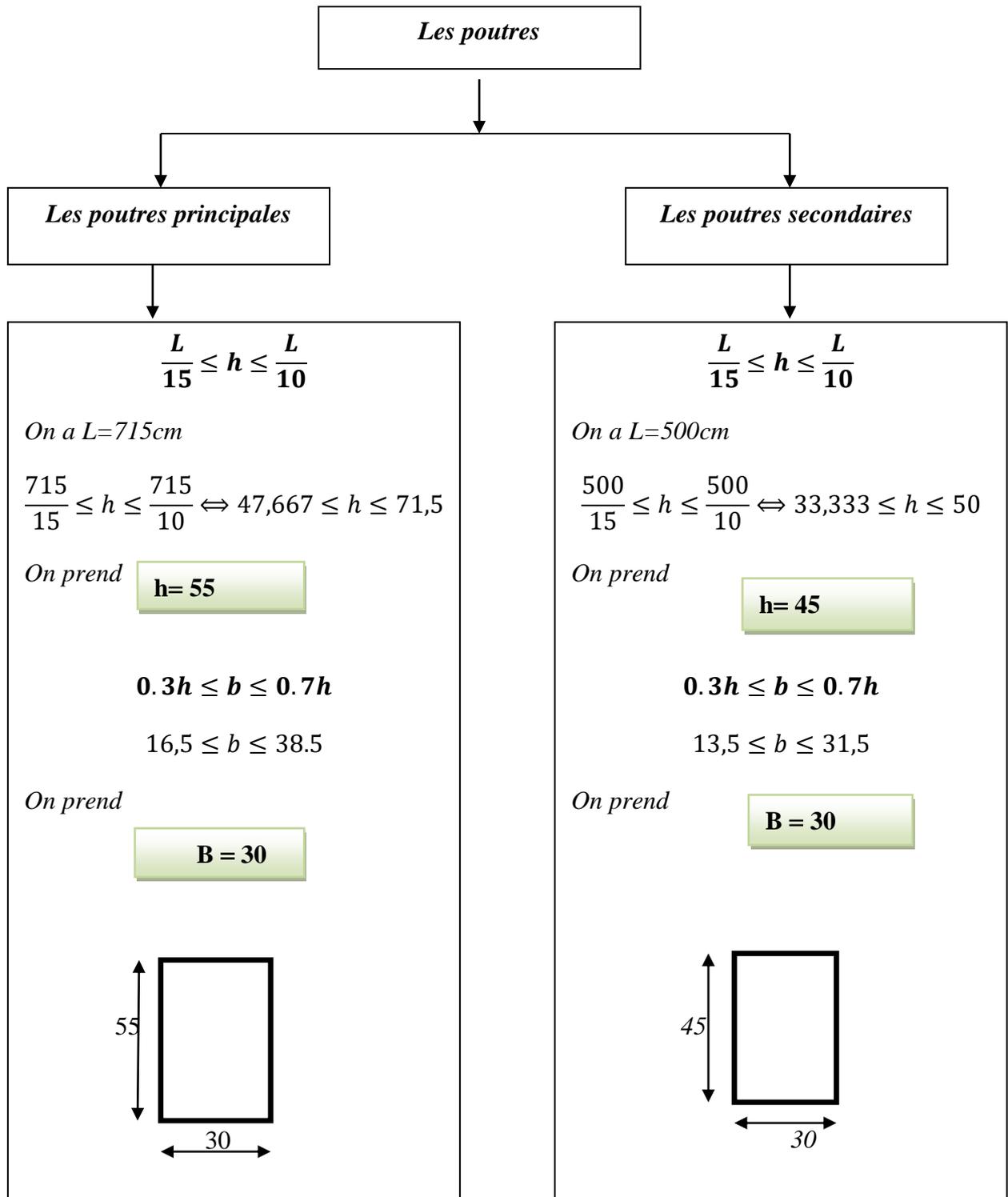
b : Largeur de la poutre.

- **Selon le R.P.A 99 (version2003) :**

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30 \text{ cm}$

- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20 \text{ cm}$

- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$



Vérification RPA :

$$\text{Les poutres doivent respecter les dimensions : } \begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Tableau II. 1: Vérification des conditions exigées par le RPA

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Verification
h ≥ 30cm	h=55cm	h=45cm	Vérifiée
b ≥ 20cm	b=30cm	b=30cm	Vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4$	$\frac{h}{b} = 1.83$	$\frac{h}{b} = 1.5$	Vérifiée

II.3. Pré-dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple A L'ELU selon la formule suivante :

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

Avec :

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

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

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

* l_f : longueur de flambement ;

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

* i : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et

perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

* B : surface de la section du béton

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

* γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.

* f_e : limite élastique de l'acier ($f_e=500\text{MPa}$) .

* f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=30\text{MPa}$).

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

* A_s : section d'acier comprimée.

* Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur **tout son périmétrique tel que :**

- Poteau rectangulaire $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) [\text{cm}^2]$

➤ **Selon le « BAEL 91 modifié 99 »**

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

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

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

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

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

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,66 N_u$$

➤ **Le minimum requis par « RPA99 version 2003 »**

$$\text{Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum : } \left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ * \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right. \text{ Avec :}$$

(a ; b) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

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.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Q : Charge d'exploitation.

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

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par [DTR B.C.2.2][3].}$$

Avec :

n : nombre d'étage.

Q_0 : la structure d'exploitation sur la terrasse.

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

Evaluation des charges et surcharge

1-Charges permanentes

1.1) LES PLANCHERS :

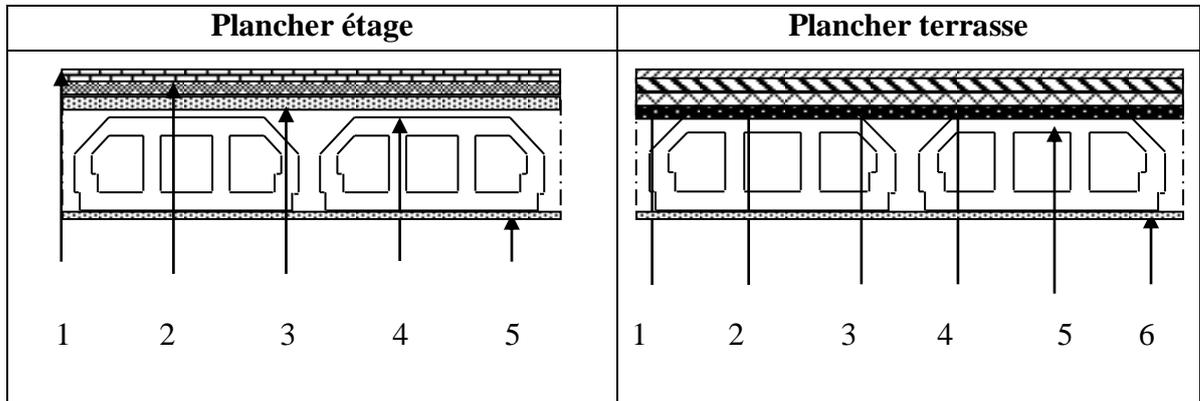


Figure II. 2: Coupe d'un plancher étage et plancher terrasse.

a) Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II. 2: Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible

N°=	Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Protection mécanique en gravier	0.05	18	0.9
2	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.10	22	2.2
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Dalle corp creux	0.21	14.53	3.05
6	Enduit au plâtre	0.02	10	0.20
Poids surfacique du plancher				Σ G= 6.63

G=6.63 KN/ml

Q=1 KN/m

b) Plancher courant :

Tableau II. 3: Caractéristiques des éléments du plancher étage courant

N°=	Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle corp creux	0.25	14.53	3.45
5	Enduit au plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons légères	/	/	1.00
Poids surfacique du plancher				Σ G= 5.99

G=5.59 KN/ml

Q=1.5 KN/m

c) Maçonnerie

Tableau II. 4: Poids des matériaux maçonnerie

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Enduit intérieur au plâtre	0.02	10	0.20
2-Briques creuses	0.10	9	0.90
3-Lame d'air	-	-	0
4-Briques creuses	0.15	9	1.35
5- Enduit extérieur au ciment	0.02	18	0.36
Poids surfacique du mur			Σ G= 2.81

d) Acrotère :

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml

$$S= 0.099 \text{ m}^2$$

$$\text{est de } G = \rho_b \cdot s = 25 \cdot 0.099 = 2.475 \text{ kn/m}^2$$

ρ_b : Le poids volumique du béton tel que $\rho_b = 25 \text{ KN/m}^3$

s : La surface transversale total

$$S = (75 \times 12) + (12 \times 5) + \left(\frac{12 \times 5}{2}\right) = 990 \text{ cm}^2 = \mathbf{0,099 \text{ m}^2}$$

$$P_{\text{propre}} = (0,099 \times 25) = \mathbf{2,475 \text{ kN/ml}}$$

Poids propre de revêtement :

$$\begin{aligned} P_{\text{propre}} &= 15 \times 0,02 \times (0,75 + 0,12 + 0,12 + 0,75) \\ &= \mathbf{0,558 \text{ KN/ml}} \end{aligned}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Charges d'exploitation :

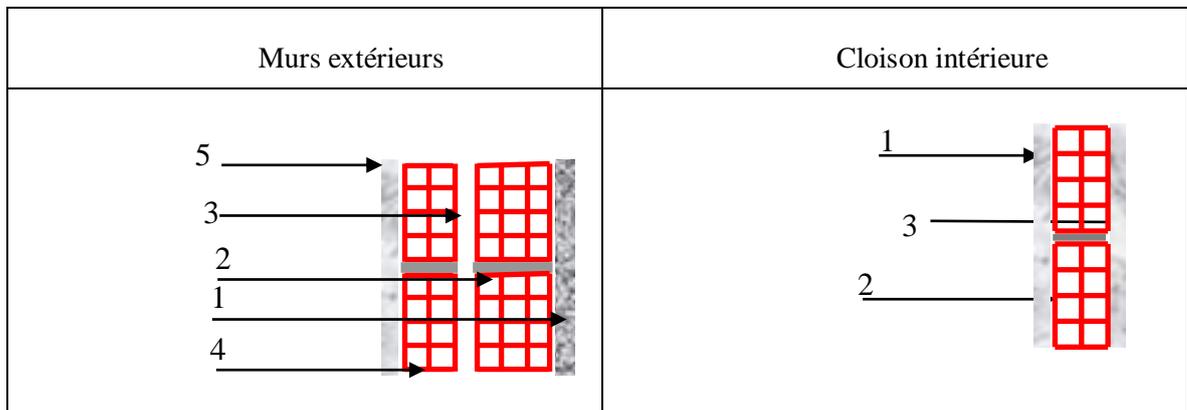
$$Q = 1 \text{ kN/ml.}$$

2-Charges d'exploitation :

Tableau II. 5: Surcharges d'exploitation des différents éléments

<i>Éléments</i>	<i>Surcharges Q (KN/m²)</i>
<i>Terrasse inaccessible</i>	<i>1.00 (KN/m²)</i>
<i>Habitation</i>	<i>1.50 (KN/m²)</i>
<i>Balcon</i>	<i>3.50 (KN/m²)</i>
<i>Escaliers</i>	<i>2.50 (KN/m²)</i>
<i>Main courante (Acrotère)</i>	<i>1.00 (KN/ml)</i>

e) les murs :



e).1.Cloison extérieure):

Tableau II. 6: Les charges de cloison extérieure

Matériaux	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Enduit de ciment	2	18	0.36
2-Brique creux	15	9	1.35
3-Ame d'air	5	-	-
4-Brique creux	10	-	0.90
5-Enduit de plâtre	2	10	0.20

G =	2.81	(KN/m²)
------------	-------------	---------------------------

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

e).2. Cloison intérieure de 10cm :

Tableau II. 7: Les charges de cloison intérieure de 10cm

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Enduit de plâtre	2	10	0.20
2-Brique creux	10	-	0.90
3-Enduit de plâtre	2	10	0.20

G =	1.30	(KN/m²)
------------	-------------	---------------------------

e).3. Cloison intérieure à double paroi :

Tableau II. 8: Les charges de cloison intérieure à double paroi

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Enduit de plâtre	2	10	0.20
2-Brique creux	15	-	1.30
3-Ame d'air	5	-	-
4-Brique creux	10	-	0.90
5-Enduit de plâtre	2	10	0.20

G =	2.60	(KN/m²)
------------	-------------	---------------------------

- Descente de charges :

II.3.1. Poteau central (C-7)

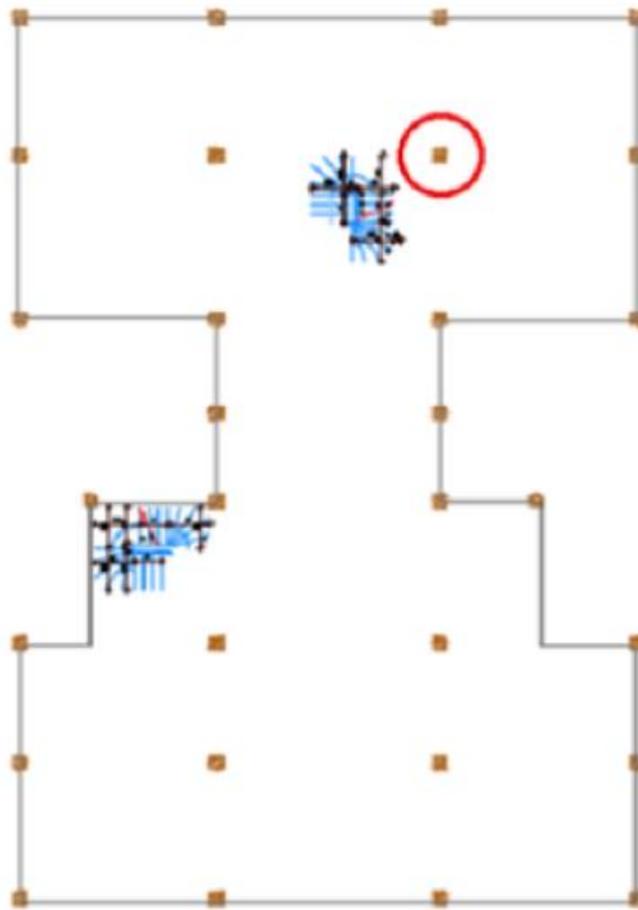


Figure II. 3: Emplacement d'un Poteau centrale.

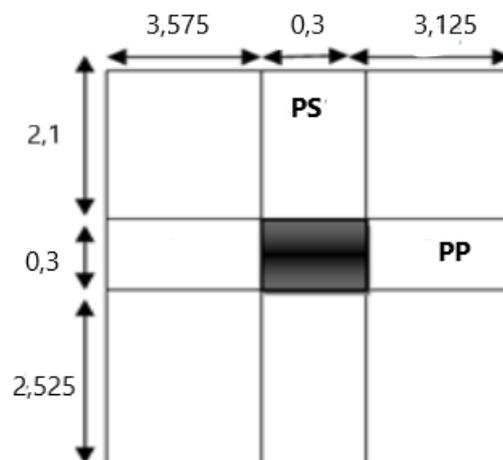


Figure II. 4: Surface influence de poteau central.

II.3.1.1. Poteau supportant le plancher terrasse

$$S_t = (7,5075 + 9,0269 + 6,5625 + 7,8906) = \mathbf{30,988 \text{ m}^2}$$

$$S_{rvt_1} = \mathbf{34,475 \text{ m}^2} \qquad S_{rvt_2} = \mathbf{0 \text{ m}^2}$$

• **Charge permanente :**

- Poids du plancher terrasse accessible $G \times S = 3.05 \times 30,988 = \mathbf{94,5134 \text{ KN}}$.
- Poids de la poutre principal..... $\rho_b \times l_{pp} \times h \times b = 25[6,6 \times 0,6 \times 0,3] = \mathbf{29,7 \text{ KN}}$.
- Poids de la poutre secondaire..... $\rho_b \times l_{ps} \times h \times b = 25[4,525 \times 0,45 \times 0,3] = \mathbf{15,27 \text{ KN}}$.
- Poids du poteau $\rho_b \times l_p \times a \times b = 25[3.06 \times 0,45^2] = \mathbf{15,49125 \text{ KN}}$.
- Poids de rouvetment $G \times S_{rvt} = 3.58 \times 34,475 = \mathbf{123,421 \text{ KN}}$.

$$\mathbf{G = 278,3955 \text{ KN}}$$

• **Charge d'exploitation :**

$$Q_0 = Q \times S = 1 \times 34,475 = \mathbf{34,475 \text{ KN}} \longrightarrow \mathbf{Q = 34,475 \text{ KN}}$$

II.3.1.2. Poteau supportant le plancher (1^{er} jusqu'à 6^{eme} étage)

$$S_t = (9,0269 + 6,5625 + 7,8906) = \mathbf{23,81 \text{ m}^2}$$

$$S_{rvt_1} = \mathbf{25,445 \text{ m}^2} \qquad S_{rvt_2(\text{escalier})} = \mathbf{9,03 \text{ m}^2}$$

• **Charge permanente :**

- Poids du plancher étage $G \times S = 3.05 \times 23,481 = \mathbf{71,617 \text{ KN}}$.
- Poids de la poutre principal..... $\rho_b \times l_{pp} \times h \times b = 25[6,6 \times 0,6 \times 0,3] = \mathbf{29,7 \text{ KN}}$.
- Poids de la poutre secondaire..... $\rho_b \times l_{ps} \times h \times b = 25[4,525 \times 0,45 \times 0,3] = \mathbf{15,27 \text{ KN}}$.
- Poids du poteau $\rho_b \times l_p \times a \times b = 25[3.06 \times 0,45^2] = \mathbf{15,27 \text{ KN}}$.
- Poids de rouvetment 1..... $G \times S_{rvt_1} = 2.54 \times 25,445 = \mathbf{64,6303 \text{ KN}}$.
- Poids de rouvetment escalier..... $G \times S_{rvt_2} = 2,74 \times 9,03 = \mathbf{24,7422 \text{ KN}}$.
- Poids de DP..... $V \times \rho_b = 1,3125 \times 25 = \mathbf{32,8125 \text{ KN}}$

$$\mathbf{G = 254,2621 \text{ KN}}$$

• **Charge d'exploitation :**

$$- Q_0 = Q \times S = 1.5 \times 26,965 = \mathbf{40,4475 \text{ KN}} \longrightarrow \mathbf{Q = 40,4475 \text{ KN}}$$

• **Le poid total des poutres est:**

$$29,7 + 15,27 = \mathbf{44,97 \text{ KN}} \longrightarrow \mathbf{P = 44,97 \text{ KN}}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau II. 9: Les efforts normal de poteau central

Les niveau	G	Q	Ns	Nu
Unité	KN	KN	KN	KN
Terrasse	288,3155	34,475	322,7905	440,938425
7eme ETAGE	549,494625	93,69125	643,185875	882,354619
6eme ETAGE	810,67375	146,985875	957,659625	1314,88838
5eme ETAGE	1071,85288	194,358875	1266,21175	1738,53969
4eme ETAGE	1333,032	235,81025	1568,84225	2153,30858
3eme ETAGE	1594,21113	271,34	1865,55113	2559,19502
2eme ETAGE	1855,39025	300,948125	2156,33838	2956,19903
1er ETAGE	2121,58125	330,55625	2452,1375	3359,96906
Sous-sol	2382,05163	360,164375	2742,216	3756,01626

FeE =	500
fc28 =	30
γ_b =	1,5
γ_s =	1,15
fbc =	17
Br sans Nu=	0,05417666

Tableau II. 10: a et b calcule de poteau central

Les niveau	a caclulé	a coisit	b calculé	b choisit
Unité	m	m	M	m
7eme ETAGE	0,214	0,3	0,105	0,3
6eme ETAGE	0,214	0,3	0,191	0,3
5eme ETAGE	0,214	0,3	0,274	0,3
4eme ETAGE	0,214	0,3	0,356	0,4
3eme ETAGE	0,214	0,3	0,437	0,45
2eme ETAGE	0,214	0,3	0,515	0,55
1er ETAGE	0,214	0,3	0,592	0,65
RDC	0,284	0,3	0,670	0,7
Sous-sol	0,204	0,3	0,747	0,75

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau II. 11: Choix a x b (initial) de poteau central

Les niveau	a	b
Unité	cm	cm
7eme ETAGE	30	30
6eme ETAGE	30	30
5eme ETAGE	30	30
4eme ETAGE	30	40
3eme ETAGE	30	45
2eme ETAGE	30	55
1er ETAGE	30	65
RDC	30	70
Sous-sol	30	75

Tableau II. 12: a et b calculé réparé de poteau central

Les niveau	a caclulé	a coisit	b calculé	b choisit
Unité	cm	cm	cm	cm
7eme ETAGE	30	30	30	30
6eme ETAGE	30	35	30	35
5eme ETAGE	30	35	30	35
4eme ETAGE	34,64	40	34,64	40
3eme ETAGE	36,74	40	36,74	40
2eme ETAGE	40,62	45	40,62	45
1er ETAGE	44,16	45	44,16	45
RDC	45,83	50	45,83	50
Sous-sol	47,43	50	47,43	50

Tableau II. 13: Choix final de a et b de poteau central

	<u>Choix final</u>	
Les niveau	A	b
Unité	cm	cm
7eme ETAGE	30	30
6eme ETAGE	35	35
5eme ETAGE	35	35
4eme ETAGE	40	40
3eme ETAGE	40	40
2eme ETAGE	45	45
1er ETAGE	45	45
RDC	50	50
Sous-sol	50	50

II.3.2. Poteau de rive (D-7)

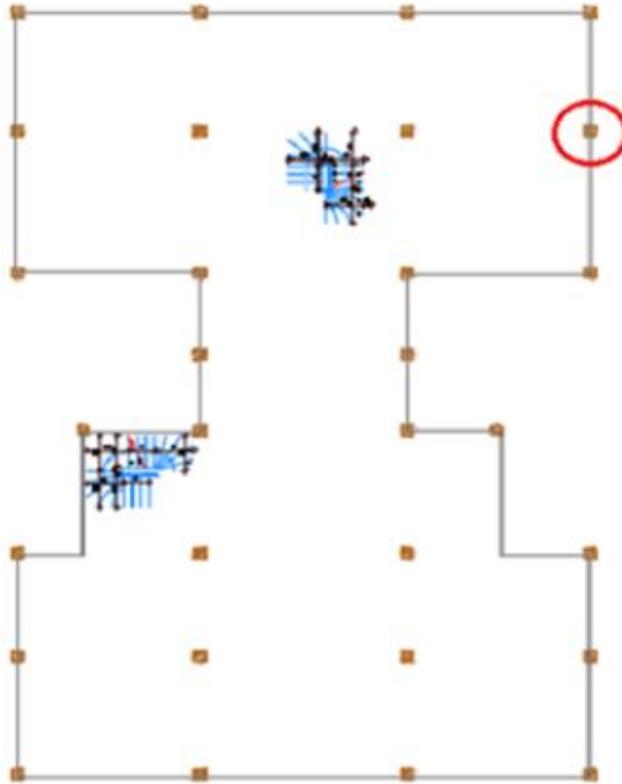


Figure II. 5: Surcharges d'exploitation des différents éléments.

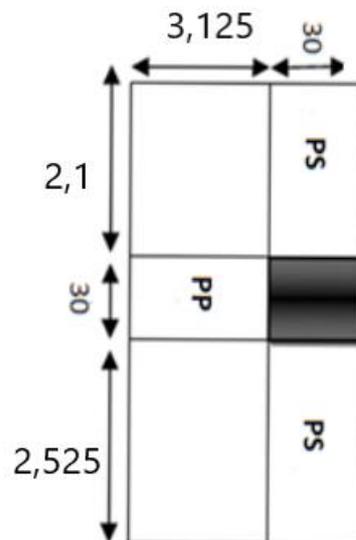


Figure II. 6: Surface influence de poteau de rive.

II.3.2.1. Poteau supportant le plancher terrasse

$$S_t = (5.341875 + 4.57875) = \mathbf{9,920625 \text{ m}^2}$$

$$S_{rvt1} = \mathbf{14.13562 \text{ m}^2} \qquad S_{rvt2} = \mathbf{0 \text{ m}^2}$$

• **Charge permanente :**

- Poids du plancher terrasse accessible $G \times S = 3.05 \times 9.9206 = \mathbf{30.258 \text{ KN}}$.
- Poids DP balcon $V \times \rho_b = 0.462 \times 25 = \mathbf{11.55 \text{ KN}}$.
- Poids de la poutre principal..... $\rho_b \times l_{pp} \times h \times b = 25 [3.875 \times 0,45 \times 0,3] = \mathbf{13.078125 \text{ KN}}$.
- Poids de la poutre secondaire..... $\rho_b \times l_{ps} \times h \times b = 25 [3,475 \times 0,4 \times 0,3] = \mathbf{10.425 \text{ KN}}$.
- Poids du poteau $\rho_b \times l_p \times a \times b = 25 [3,3 \times 0,4^2] = \mathbf{13.2 \text{ KN}}$.
- Poids de rouvetment $G \times S_{rvt} = 3.58 \times 14.13562 = \mathbf{50.60552 \text{ KN}}$.
- Poids de l'acrotère..... $= (0,099 \times 25 \times 5.075) + 2.83185 = \mathbf{15.392475 \text{ KN}}$

$$\mathbf{G = 144,509 \text{ KN}}$$

• **Charge d'exploitation :**

• $Q_0 = Q \times S = 1 \times 14.136 = 14.136 \text{ kN} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{Q = 14,136 \text{ KN}}$

II.3.2.2. Poteau supportant le plancher (1^{ère} jusqu'à 4^{ème} étage)

$$S_t = \mathbf{5,341875 \text{ m}^2}$$

$$S_{rvt1} = \mathbf{6.069375 \text{ m}^2} \qquad S_{rvt2} = \mathbf{5.07375 \text{ m}^2}$$

• **Charge permanente :**

- Poids du plancher étage $G \times S = 3.05 \times 5.341875 = \mathbf{16.29272 \text{ KN}}$.
- Poids de la poutre principal..... $\rho_b \times l_{pp} \times h \times b = 25 [3.875 \times 0,45 \times 0,3] = \mathbf{13.078125 \text{ KN}}$.
- Poids de la poutre secondaire..... $\rho_b \times l_{ps} \times h \times b = 25 [3,475 \times 0,4 \times 0,3] = \mathbf{10.425 \text{ KN}}$.
- Poids du poteau $\rho_b \times l_p \times a \times b = 25 [3,3 \times 0,4^2] = \mathbf{13.2 \text{ KN}}$.
- Poids de rouvetment 1..... $G \times S_{rvt1} = 2.54 \times 6.069375 = \mathbf{15.4162 \text{ KN}}$.
- Poids de rouvetment blc+esc..... $G \times S_{rvt2} = 1.7 \times 6.88875 = \mathbf{11.710875 \text{ KN}}$.
- Poids de mur $G \times S_{rvt} = 2.81 \times 10.3675 = \mathbf{29.1327 \text{ KN}}$.
- Poids de DP..... $V \times \rho_b = 1,5 \times 25 = \mathbf{37.5 \text{ KN}}$.

$$\mathbf{G = 146,7556 \text{ KN}}$$

• **Charge d'exploitation :**

- $Q_0 = Q \times S = (1.5 \times 6.0693) + (2.5 \times 4.579) + (3.5 \times 2.31) = \mathbf{28.636 \text{ KN}}$

$$\mathbf{Q_0 = 28.636 \text{ KN}}$$

- **Le poids total des poutres est:**

$$13.07812+10.425=23.50312 \text{ KN} \longrightarrow \mathbf{P=23.50312 \text{ KN}}$$

II.3.2.3. Poteau supportant le plancher (RDC)

$$S_t = 5, 341875 \text{ m}^2$$

$$S_{rvt_1} = 6.069375 \text{ m}^2$$

$$S_{rvt_2} = 6.90375 \text{ m}^2$$

- **Charge permanente :**

- Poids du plancher RDC $G \times S = 3.05 \times 5.341875 = 16.29272 \text{ KN}$.
- Poids de la poutre principal..... $\rho_b \times l_{pp} \times h \times b = 25 [3.3 \times 0,45 \times 0,3] = 11.1375 \text{ KN}$.
- Poids de la poutre secondaire..... $\rho_b \times l_{ps} \times h \times b = 25 [3.475 \times 0.4 \times 0,3] = 10.425 \text{ KN}$.
- Poids du poteau $\rho_b \times l_p \times a \times b = 25 [3.3 \times 0,4^2] = 13.2 \text{ KN}$.
- Poids de rouvetment 1 $G \times S_{rvt_1} = 2.54 \times 6.069375 = 15.4162 \text{ KN}$.
- Poids de rouvetment blc+esc..... $G \times S_{rvt_2} = 1.7 \times 6.90375 = 11.736375 \text{ KN}$.
- Poids de mur $G \times S_{rvt} = 2.81 \times 10.3675 = 29.1327 \text{ KN}$.
- Poids de DP..... $V \times \rho_b = 1,4132 \times 25 = 35.33 \text{ KN}$.

$$\mathbf{G = 142, 670495}$$

- **Charge d'exploitation :**

$$- Q_0 = Q \times S = (1.5 \times 6.0693) + (2.5 \times 4.579) + (3.5 \times 2.325) = 28.68895 \text{ KN}$$

$$\mathbf{Q = 28.68895 \text{ KN}}$$

- **Le poids total des poutres est:**

$$11.1375+10.425=21.5625 \text{ KN} \longrightarrow \mathbf{P=21.5625 \text{ KN}}$$

Tableau II. 14: L'effort normal de poteau Rive

Les niveau	G	Q	Ns	Nu
Unité	kN	Kn	kN	kN
Terrasse	162,244144	16,868125	179,112269	244,331782
7eme ETAGE	330,516198	42,1703125	372,68651	509,452335
6eme ETAGE	498,788251	64,9422813	563,730533	770,777561
5eme ETAGE	667,060305	85,1840313	752,244336	1028,30746
4eme ETAGE	835,332359	102,895563	938,227921	1282,04203
3eme ETAGE	1003,60441	118,076875	1121,68129	1531,98127
2eme ETAGE	1171,87647	130,727969	1302,60444	1778,12518
1er ETAGE	1357,6094	143,379063	1500,98846	2047,84128
Sous-sol	1523,41224	156,030156	1679,44239	2290,65175

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

FeE =	500
fc28 =	30
$\gamma_b =$	1,5
$\gamma_s =$	1,15
fbc =	17
Br sans Nu =	0,05417666

Tableau II. 15: a et b calcule de poteau rive

Les niveau	a caclulé	a coisit	b calculé	b choisit
Unité	m	m	M	m
7eme ETAGE	0,214	0,3	0,067	0,3
6eme ETAGE	0,214	0,3	0,119	0,3
5eme ETAGE	0,214	0,3	0,169	0,3
4eme ETAGE	0,214	0,3	0,219	0,3
3eme ETAGE	0,214	0,3	0,268	0,3
2eme ETAGE	0,214	0,3	0,316	0,35
1er ETAGE	0,214	0,3	0,364	0,4
RDC	0,284	0,3	0,416	0,45
RDC	0,204	0,3	0,463	0,5

Tableau II. 16: Choix (initial) axb de poteau de rive

Les niveau	a	b
Unité	cm	cm
7eme ETAGE	30	30
6eme ETAGE	30	30
5eme ETAGE	30	30
4eme ETAGE	30	30
3eme ETAGE	30	30
2eme ETAGE	30	35
1er ETAGE	30	40
RDC	30	45
Sous-sol	30	50

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau II. 17: a et b calculé réparé de poteau de rive

Les niveau	a caclulé	a coisit	b calculé	b choisit
Unité	cm	cm	Cm	cm
7eme ETAGE	30	30	30	30
6eme ETAGE	30	30	30	30
5eme ETAGE	30	30	30	30
4eme ETAGE	30,00	30	30,00	30
3eme ETAGE	30,00	30	30,00	30
2eme ETAGE	32,40	35	32,40	35
1er ETAGE	34,64	35	34,64	35
RDC	36,74	40	36,74	40
Sous-sol	38,73	40	38,73	40

Tableau II. 18: Choix final de a et b de poteau de rive

Les niveau	Choix final	
	a	b
Unité	cm	cm
7eme ETAGE	30	30
6eme ETAGE	30	30
5eme ETAGE	30	30
4eme ETAGE	30	30
3eme ETAGE	30	30
2eme ETAGE	35	35
1er ETAGE	35	35
RDC	40	40
Sous-sol	40	40

II.3.3. Poteau d'angle

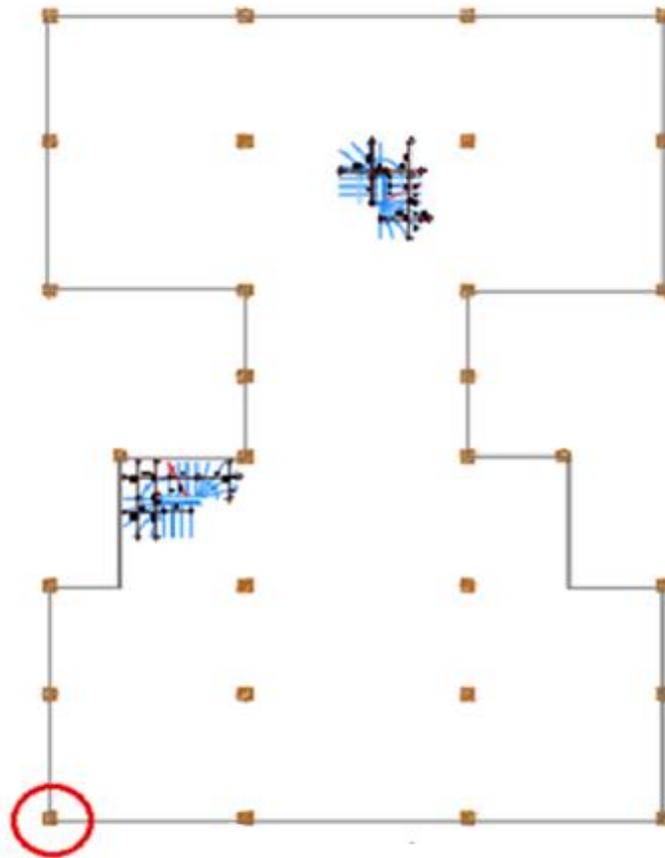


Figure II. 7: Emplacement de Poteau d'angle.

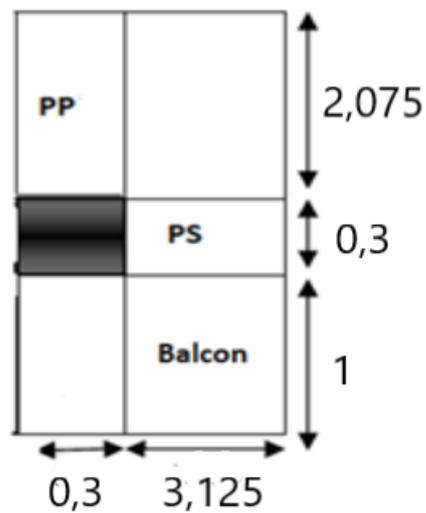


Figure II. 8: Surface influence de poteau d'angle.

$$S_t = (3,125 \times 2,075) = 6,484375 \text{ m}^2$$

II.3.3.1. Poteau supportant le plancher terrasse

$$S_{rvt1} = 11,559375 \text{ m}^2$$

• **Charge permanente :**

- Poids du plancher terrasse accessible $G \times S = 3.05 \times 6,484375 = 19,7773438 \text{ KN}$.
- Poids DP balcon $V \times \rho_b = 0.276 \times 25 = 6.9 \text{ KN}$.
- Poids de la poutre principal..... $\rho_b \times l_{pp} \times h \times b = 25 [3.375 \times 0,55 \times 0,3] = 13,921875 \text{ KN}$.
- Poids de la poutre secondaire..... $\rho_b \times l_{ps} \times h \times b = 25 [3,125 \times 0.45 \times 0,3] = 10,546875 \text{ KN}$.
- Poids du poteau $\rho_b \times l_p \times a \times b = 25 [3.06 \times 0,45^2] = 15,49125 \text{ KN}$.
- Poids de rouvetment $G \times S_{rvt} = 3.58 \times 11,559375 = 41.3825625 \text{ KN}$.
- Poids de l'acrotère..... $= (0,099 \times 25 \times 5,8) + 3.19455 = 17.54955 \text{ KN}$

$$G = 125,569456$$

• **Charge d'exploitation :**

$$Q_0 = Q \times S = 1 \times 11,559375 = 11,559375 \text{ KN} \longrightarrow Q_0 = 11,559375 \text{ K}$$

II.3.3.2. Poteau supportant le plancher étage

$$S_{rvt1} = 9,609375 \text{ m}^2$$

• **Charge permanente :**

- Poids du plancher étage $G \times S = 3.05 \times 6,484375 = 19,7773438 \text{ KN}$.
- Poids DP balcon $V \times \rho_b = 0.276 \times 25 = 6.9 \text{ KN}$.
- Poids de la poutre principal..... $\rho_b \times l_{pp} \times h \times b = 25 [3.375 \times 0,55 \times 0,3] = 13,921875 \text{ KN}$.
- Poids de la poutre secondaire..... $\rho_b \times l_{ps} \times h \times b = 25 [3,125 \times 0.45 \times 0,3] = 10,546875 \text{ KN}$.
- Poids du poteau $\rho_b \times l_p \times a \times b = 25 [3.06 \times 0,45^2] = 15,49125 \text{ KN}$.
- Poids de rouvetment $G \times S_{rvt} = 3.58 \times 11,559375 = 41.3825625 \text{ KN}$.
- Poids de mur $G \times S_{rvt} = 2.81 \times 13.17 = 37.0077 \text{ KN}$.

$$G = 153,129 \text{ KN}$$

• **Charge d'exploitation :**

$$- Q_0 = Q \times S = (1.5 \times 9,609375) = 14,4140625 \text{ KN} \longrightarrow$$

$$Q_0 = 14,4140625 \text{ KN}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau II. 19: L'effort normal de poteau d'angle

Les niveau	G	Q	Ns	Nu
Unité	kN	kN	kN	kN
7eme ETAGE	119,715006	8,134375	127,849381	173,816821
6eme ETAGE	264,145403	20,3359375	284,48134	387,1002
5eme ETAGE	417,275299	42,7054688	459,980768	627,379856
4eme ETAGE	570,405195	62,6560938	633,061289	864,031154
3eme ETAGE	723,535091	80,1878125	803,722904	1097,05409
2eme ETAGE	876,664988	95,300625	971,965613	1326,44867
1er ETAGE	1029,79488	107,994531	1137,78942	1552,21489
RDC	1195,65037	111,954688	1307,60505	1782,06002
Sous-sol	1337,05095	116,45	1453,50095	1979,69378

FeE =	500
fc28 =	30
γ_b =	1,5
γ_s =	1,15
fbc =	17
Br sans Nu =	0,05417666

Tableau II. 20: a et b calcule de poteau d'angle

Les niveau	a caclulé	a coisit	b calculé	b choisit
Unité	m	M	M	m
7eme ETAGE	0,214	0,3	0,054	0,3
6eme ETAGE	0,214	0,3	0,095	0,3
5eme ETAGE	0,214	0,3	0,141	0,3
4eme ETAGE	0,214	0,3	0,187	0,3
3eme ETAGE	0,214	0,3	0,232	0,3
2eme ETAGE	0,214	0,3	0,277	0,3
1er ETAGE	0,214	0,3	0,320	0,35
RDC	0,284	0,3	0,365	0,4
Sous-sol	0,204	0,3	0,403	0,45

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau II. 21: Choix axb (initial) de poteau d'angle

Les niveau	A	b
Unité	Cm	cm
7eme ETAGE	30	30
6eme ETAGE	30	30
5eme ETAGE	30	30
4eme ETAGE	30	30
3eme ETAGE	30	30
2eme ETAGE	30	30
1er ETAGE	30	35
RDC	30	40
Sous-sol	30	45

Tableau II. 22: a et b calculé réparé de poteau d'angle

Les niveau	a caclulé	a coisit	b calculé	b choisit
Unité	cm	Cm	Cm	cm
7eme ETAGE	30	30	30	30
6eme ETAGE	30	30	30	30
5eme ETAGE	30	30	30	30
4eme ETAGE	30,00	30	30,00	30
3eme ETAGE	30,00	30	30,00	30
2eme ETAGE	30,00	30	30,00	30
1er ETAGE	32,40	35	32,40	35
RDC	34,64	35	34,64	35
Sous-sol	36,74	40	36,74	40

Tableau II. 23: Choix final de a et b de poteau d'angle

Les niveau	Choix final	
	a	b
Unité	cm	cm
7eme ETAGE	30	30
6eme ETAGE	30	30
5eme ETAGE	30	30
4eme ETAGE	30	30
3eme ETAGE	30	30
2eme ETAGE	30	30
1er ETAGE	35	35
RDC	35	35
Sous-sol	40	40

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

Introduction :

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

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous présenter des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers et les planchers en dalle pleine.

III.1. L'acrotère

III.1.1. INTRODUCTION

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 $Q=1kN/ml$.

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

- Largeur $b=100cm$
- Hauteur $H=60cm$
- Epaisseur $e=12cm$

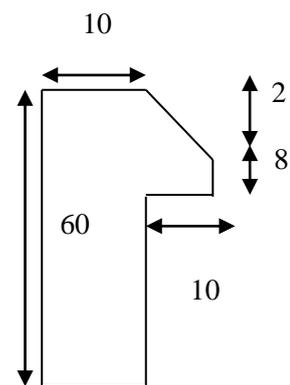


Figure III. 1: Coupe d'un Acrotère.

III.1.2. Evaluation des charges

- Charge d'exploitation :

$$Q=1,00kN/ml$$

- Charges permanentes :

Surface de l'acrotère :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,08) + \left(\frac{0,1 \times 0,02}{2}\right) = 0,07 \text{ m}^2$$

Poids propre de l'acrotère

$$G = \rho_b \cdot s = 25 \cdot 0,07 = 1,75 \text{ kN/m}^2$$

Revêtement en ciment (e=2cm ; $\rho=14\text{kN/m}^3$) :

$$S = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (0,6 + 0,1) \times 2 = 0,392\text{kN/ml}$$

$$G = 2,14 \text{ kN/ml}$$

III.1.3. Calcul les sollicitations

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

$$\begin{cases} N_U = 1,35G = 1,35 \times 2,14 = 2,89\text{kN} \\ M_U = 1,5 \times Q_h \times 0,6 = 1,5 \times 1,71 \times 0,6 = 1,54\text{kN.m} \\ T_U = 1,5F_p = 1,5 \times 1,71 = 2,56\text{kN} \end{cases}$$

E.L.S:

$$\begin{cases} N_S = G = 2,14 = 2,14\text{kN} \\ M_S = Q_h \times 0,6 = 1,71 \times 0,6 = 1,02\text{kN.m} \\ T_S = F_p = 1,71 = 1,71\text{kN} \end{cases}$$

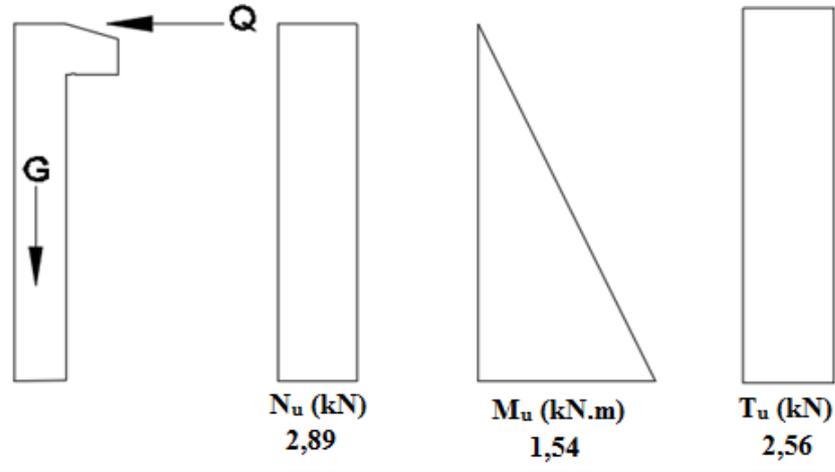


Figure III. 2: Diagrammes des efforts à L'E.L.U.

III.1.4. Ferrailage de l'acrotère

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $c=c'=2\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$

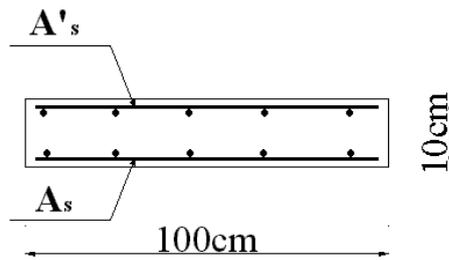


Figure III. 3: La section de calcul.

a. Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,54}{2,89} = 53,32\text{cm}$$

b. Coefficient de remplissage : Ψ_1

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{bh f_{bc}}$$

$$\Psi_1 = \frac{2,89 \times 10^3}{1000 \times 100 \times 14,17} = 2,039 \times 10^{-3}$$

$\Psi_1 \leq 0,81$ on calcul l'excentricité critique relative ξ

$$\text{On a } \Psi_1 \leq 2/3 \text{ donc } \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 2,89 \times 10^3}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 2,89 \times 10^3})} = 0,1666$$

c. Calcul e_{NC} :

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

Donc : $e > e_{NC} \rightarrow$ Section partiellement comprimée.

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 .

d. Calcul du moment fictif : « M_f »

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,54 + 2,89 \times \left(\frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 1,62 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{1,62 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,17} = 0,0178$$

$\mu < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0178} \right) = 0,022$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 80 \times (1 - 0,4 \times 0,022) = 79,27 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_f}{Z \sigma_s} = \frac{1,62 \times 10^6}{79,27 \times 435} = 47 \text{ mm}^2 = 0,47 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A'_{\text{réel}} = A'_{\text{S fictif}} = 0 \\ A'_{\text{réel}} = A'_{\text{S fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 47 - \frac{2,89 \times 10^3}{435} = 40,35 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,40 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

i. Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 modifié 99 » [5]:

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

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

Avec :

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

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ 1 \text{ cm}^2 ; 0,772 \text{ cm}^2 \right\} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour $4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$

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

ii. Armatures de répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,282cm^2$$

On choisi 4T6=1,13cm² avec un espacement $S_t = \frac{60-5}{3} = 18,33cm \rightarrow S_t = 15cm$

iii. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,02}{2,14} = 0,476m$$

$$C = \frac{h}{2} - e$$

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

$$C = \frac{0,1}{2} - 0,476 = -0,426m = -42,6cm .$$

D'après le "BAEL 91 modifié 99" [5], on doit donc résoudre l'équation suivante :

$$z^3 + pz + q = 0$$

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} p = -3c^2 - \frac{90A_s'}{b}(c-d') + \frac{90A_s}{b}(d-c) = -5341,35cm^2 \\ et \\ q = -2c^3 - \frac{90A_s'}{b}(c-d')^2 - \frac{90A_s}{b}(d-c)^2 = 149409,77cm^3 \end{cases}$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -2,528 \times 10^8$$

On $\Delta < 0$ donc :

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

$$a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}} = 84,39$$

$$\begin{cases} z_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -84,29 \text{ cm} \\ z_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 45,59 \text{ cm} \\ z_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 38,70 \text{ cm} \end{cases}$$

On calcul Y_{ser} , la distance entre le centre de pression et l'axe de la fibre la plus comprimé (supérieure) :

$$y_{ser} = z + c$$

Pour z , on choisie parmi les trois solutions précédentes celui qui donne :

$$0 \leq y_{ser} \leq d \rightarrow 0 \leq y_{ser} \leq 8 \text{ cm}$$

Alors on prend :

$$z = z_2 = 45,59 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = 45,59 - 42,6 = 2,99 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

En suite en calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - d')^2 \right] = 1741,92 \text{ cm}^4$$

1. Calcul des contraintes : σ_{bc} et σ_s :

a. Contrainte du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{45,59 \times 10 \times 2,14 \times 10^3}{1741,92 \times 10^4} \right) \times 2,99 = 0,167 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{z \times N_{ser}}{I} \right) \times (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{Acier tendu}$$

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{45,59 \times 10 \times 2,14 \times 10^3}{1741,92 \times 10^4} \right) \times (80 - 29,9) = 42,09 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right) = 201,63 \text{ MPa avec } (\eta = 1,6 \text{ pour les acier HA})$$

$$\sigma_s = 42,09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

iv. Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

$$\tau_u = \frac{2,56 \times 10^3}{80 \times 1000} = 0,032\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

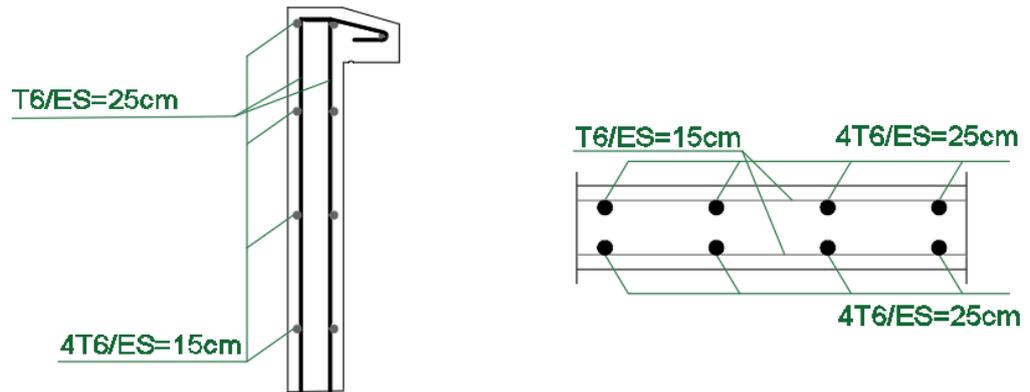


Figure III. 4: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.2. ETUDE DES PLANCHER:

III.2.1 Les planchers :

Sont des éléments essentiels dans la conception et la construction de tout bâtiment. Pour répondre aux critères que vous avez énumérés, les planchers doivent être conçus avec soin en fonction de plusieurs facteurs, notamment la charge prévue, la portée, les matériaux de construction, la configuration de la structure, etc.

Pour supporter leur propre poids et les surcharges d'exploitation, les planchers doivent être suffisamment résistants pour éviter tout fléchissement excessif ou tout affaissement. La charge prévue déterminera la section transversale des poutres ou des solives, l'espacement des membres de la charpente et la résistance des éléments de fixation.

La transmission des charges et des surcharges est également un facteur important à considérer dans la conception des planchers. Les charges doivent être réparties uniformément pour éviter les contraintes localisées excessives, ce qui pourrait entraîner des dommages structurels.

L'isolation thermique et acoustique est un autre élément important de la conception des planchers. Les planchers doivent être conçus pour minimiser la transmission de chaleur et de bruit entre les différents étages. Des matériaux d'isolation appropriés peuvent être utilisés pour atteindre cet objectif.

Enfin, les planchers sont souvent utilisés pour répartir les charges horizontales dans les contreventements (diaphragmes). Cette fonction peut être réalisée en utilisant des dalles de plancher rigides ou des panneaux de contreplaqué attachés aux solives ou aux poutres.

En résumé, la conception des planchers doit prendre en compte plusieurs facteurs importants pour garantir la stabilité et la durabilité du bâtiment.

III.2.2. Le plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux est un type de plancher qui est souvent utilisé pour les bâtiments à surcharge modérée, notamment dans le secteur résidentiel. Il est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) en béton, ainsi que d'une dalle de compression en béton armé.

Les corps creux sont des éléments légers en béton, souvent en forme de T inversé, qui sont placés sur les poutrelles et remplissent l'espace entre celles-ci. Ces éléments de remplissage ont une section transversale en forme de U ou de T, avec des creux dans la partie inférieure. Les creux sont remplis d'air, ce qui réduit la transmission du son et de la chaleur entre les différents niveaux de la construction.

Les poutrelles peuvent être en béton précontraint, en béton armé ou en acier. Elles sont disposées en fonction de la portée du plancher et de la charge qu'elles doivent supporter. Les corps creux sont placés sur les poutrelles de manière à former une grille ou un réseau qui couvre toute la surface du plancher.

III.2.3. Calcul poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués ou réalisés sur chantier, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi-encastree aux poutres de rives elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis.

On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur **25cm**.

III.2.3.1 Etude du plancher :

Les planches de notre ouvrage sont à corps creux du type (20+5) cm, ce type de plancher est utilisé dans les locaux d'habitation et de service, ils ont une bonne isolation thermique et phonique. La poutrelle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

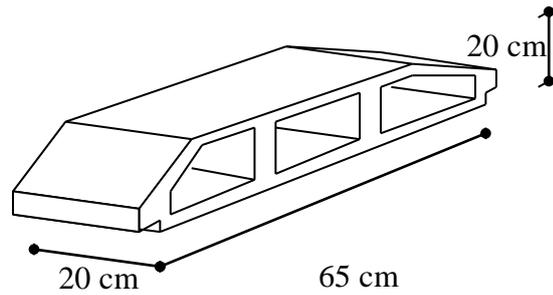


Figure III. 5: Corps Creux.

III.2.3.2 Etude des poutrelles :

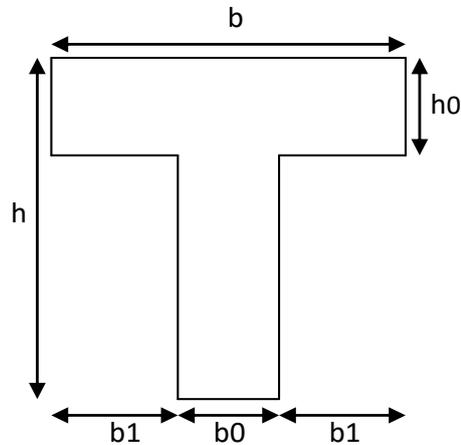


Figure III. 6: Schéma de poutrelle.

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

$$b_0 = (0,4; 0,6) \cdot h = (10; 15) \text{ cm.}$$

Soit : **$b_0 = 10 \text{ cm.}$**

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_{MAX}}{10}\right) \Rightarrow b \leq 2 \cdot \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_{MAX}}{10}\right) + b_0$$

Avec :

L_x : represent la distance entre poutrelle ($L_x = 65 \text{ cm.}$)

L_{max} : represente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaire ($L_{max} = 490 \text{ cm.}$)

Telque :

$$L_x = b - b_0 = 75 - 10 = 65$$

$$b_1 = \min\left(\frac{55}{2}, \frac{362}{10}\right) = 27,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow b \leq 2 \times 27,5 + 10 = 75 \text{ m.}$$

Soit : **$b = 65 \text{ cm}$**

Après le coulage de la table de compression :

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

1. Calcul des moments :

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

A. Méthode forfaitaire :

➤ **Domaine d'application :**

- $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- Fissuration non préjudiciable.

➤ **Exposé de la méthode :**

• $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$

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

• $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée int ermédiaire} \\ (1,02 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$

Avec :

- M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).
- $(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.
- M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

➤ **Moment sur appuis :**

- $M=0,2M_0 \rightarrow$ appuis de rive.
- $M=0,6M_0 \rightarrow$ pour une poutre à deux travées.

- $M=0,5M_0 \rightarrow$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées.
- $M=0,4M_0 \rightarrow$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

B. Méthode de CAQUOT :

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

Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

➤ Exposé de la méthode :

▪ Moment sur appuis :

$M_a = 0.15M_0$ Appuis de rive.

$M_a = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$ Appui intermédiaire.

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

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

Avec :

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).
- $(M_w ; M_e)$: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.
- q_w : charge répartie à gauche de l'appui considérée.
- q_e : charge répartie à droite de l'appui considéré.

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

- $l'=1$pour une travée de rive.
- $l'=0,81$pour une travée intermédiaire.

Où « l » représente la portée de la travée libre.

▪ Effort tranchant :

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

Avec :

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

C. Méthode des éléments finis : « ETABS »

Les moments, et les efforts tranchants seront calculés à l'aide du logiciel ETABS.

I. Avant le coulage de la table de compression :

Poutrelle de travée $L = 5,35\text{m}$

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

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Charge d'exploitation due à l'ouvrier $Q = 1\text{kN/m}^2$.

Charges permanentes

- Poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.05 \times 25 = 0.15 \text{ kN/ml}$
- Poids propre du corps creux : $0.65 \times 0.25 \times 14 = 2.275 \text{ kN/ml}$ **G=2.425 kN/m**

Surcharge d'exploitation

- Dues aux ouvriers : $Q = 0.65 \times 1 = 0.65 \text{ kN/ml}$

➤ **Sollicitations**

- **E.L.U:** $q_u = 1.35G + 1.5 Q$; **E.L.S :** $q_s = G + Q$

On prend : $L_{\max} = 4,9\text{m}$ (entre nus d'appuis)

Tableau III. 2: Evaluation des charges de la poutrelle avant le coulage

Sollicitations	E.L.U: 1.35G + 1.5Q	E.L.S : G + Q
	$q_u = 4.24875 \text{ kN/ml}$	$q_s = 3.075 \text{ kN/ml}$

➤ **Calcul des moments :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,01 \times (5)^2}{8} = 6,18 kNm$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{1,42 \times (5)^2}{8} = 4,34 kNm$$

➤ **Ferraillage :**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$M_u=15,201kN.m$; $b=12cm$; $d=3,6cm$; $\sigma_{bc}=17Mpa$; $h=5$

D'après l'organigramme de la flexion simple ; on a :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 4,5 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Les aciers comprimés sont nécessaires, il faut soulager la poutrelle par des étaielements verticaux chaque un mètre pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

$L_{max}= 1,5 m.$

$$M_u = \frac{4,24875 \times (1)^2}{8} = 0,532 kN.m$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bc}} = 0,157 \leq \mu_R = 0,371 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2u}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,214)}}{0,8} = 0,304$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s} = 1,57 cm^2$$

On prend : 2 T10 → $A_s = 1,57 cm^2$

II. Après le coulage de la table de compression :

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

➤ **Evaluation des charges :**

Tableau III. 3: Les charges ont ELU et ELS

Désignation	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (kN/m ²)	P _u (kN/ml)	q _s (kN/m ²)	P _s (kN/ml)
Etages courant	5.34	1.50	9.46	6,15	6.84	4.45

➤ **Calcul des efforts internes :**

On a utilisé méthode des éléments fini (ETABS) pour déterminer les diagrammes des moments et des efforts tranchants.

- **Poutrelle type 1 :**

$$\begin{cases} q_u = 6.84 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 4,45 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

a. **Schéma statique :**

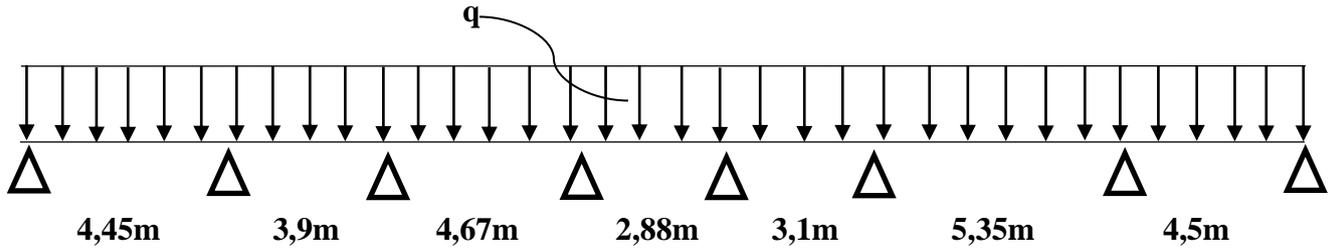


Figure III. 8: Schéma statique poutrelle type 1.

b. **Diagrammes des Moments :**

ELU :

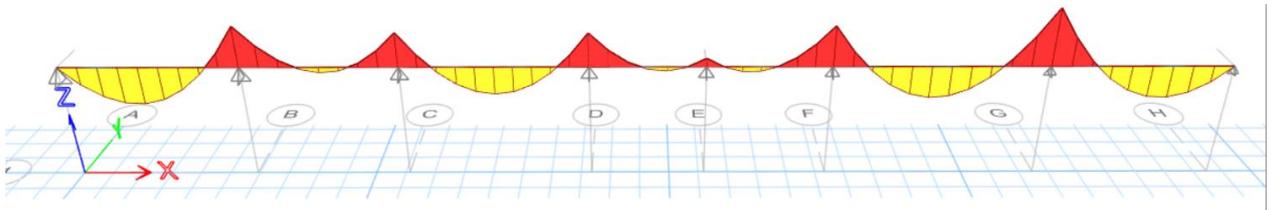


Figure III. 9: Diagrammes des Moments a ELU.

Moment appuis max = -17,2535 kn.m

Moment travée max = 11,0032 kn.m

ELS :

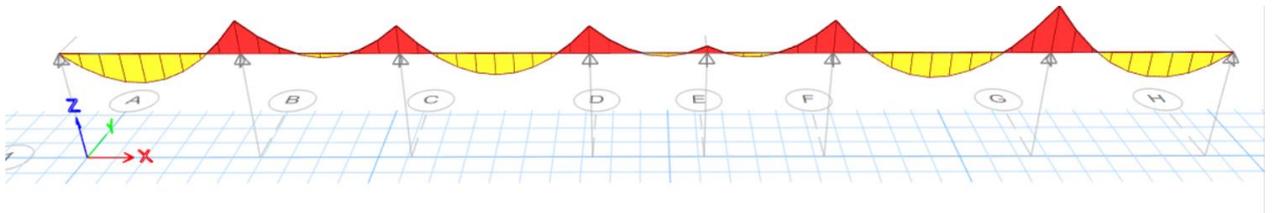


Figure III. 10: Diagrammes des Moments à ELS.

Moment appuis max = -12,5022 kn.m

Moment travée max = 7,9731 kn.m

a. Diagrammes des efforts tranchants :

ELU :

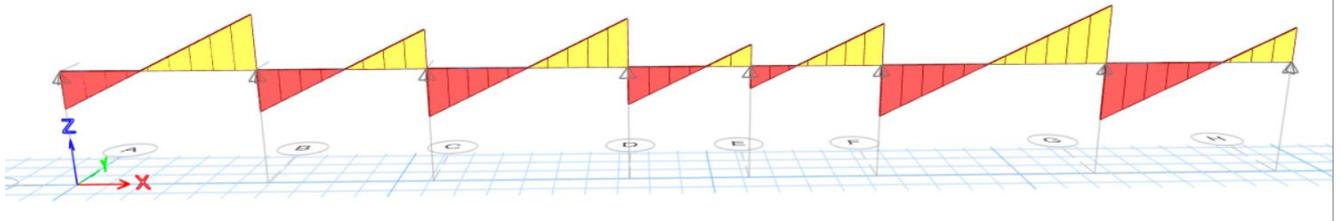


Figure III. 11: Diagrammes des efforts tranchants a ELU.

ELS :

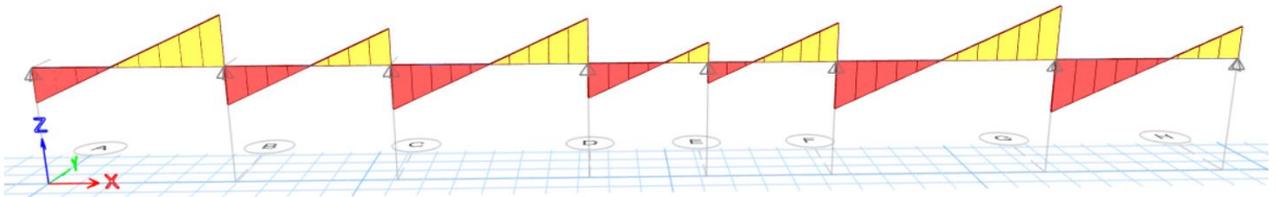


Figure III. 12: Diagrammes des efforts tranchants à ELS.

2. Calcul du ferrailage :

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

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

E.L.U :

- $M_{tu}^{max} = 11,0032 \text{ kn.m}$
- $M_{au}^{max} = 17,2535 \text{ kn.m}$
- $T_u^{max} = 18,9342 \text{ kN}$

E.L.S :

- $M_{tser}^{max} = 7,9731 \text{ kn.m}$
- $M_{aser}^{max} = 12,5022 \text{ kNm}$

(\mathcal{A}) Ferrailage en travée :

$h = 25 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 22,5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$;
 $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$.

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

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

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

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 110,5kNm$$

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

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

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

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

Tableau III. 4: Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée

$M_{tu}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
11,0032	0,0128	Oui	0	0,0161	22,35	434,78	1,13

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0 * d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 1,13 \text{ cm}^2 ; 0,3 \text{ cm}^2 \} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10 ($A_s = 2,37 \text{ cm}^2$).

Ferrailage sur appuis :

On a: $M_{au}^{\max} = 17,2535 \text{ kn.m} < M_{tab} = 110,5kNm$

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

Tableau III. 5: Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis

$M_{ua}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
17,2535	0,020	Oui	0	0,025	22,27	434,78	1,78

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,25cm^2$$

$$A_s = 1,85 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,25cm^2$$

Choix : 1T10+1T12 ($A_s = 1,92 \text{ cm}^2$).

3. Vérifications :

a. Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{max}=18,9342$ kN

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

Tel que :

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

4MPa.....Fissurationpeunuisible

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \bar{d}_u} = \frac{18,9342}{12 * 22,5} = 0,7 \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vériefie}$$

b. Vérification de la compression du béton et des armatures longitudinales :

➤ **Appui de rive :**

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

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u= 12,2075$ (appuis de rive).

$$\sigma_b = \frac{12,2075 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 225} = 0,502MPa < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8MPa \dots \dots \dots \text{Vériefiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 1,92cm^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,028 cm^2 \dots \dots \dots \text{Vériefiée}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{max}}{0,9 \times b_0 \times d} = \frac{18,9342 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 225} = 0,779 < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

=8MPa.....Vériefiée

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 1,92cm^2 \geq \frac{T_u^{max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1,71cm^2 \dots \dots \dots \text{Vériefiée}$$

c. Vérification à l'E.L.S :

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

- Vérification des contraintes du béton :

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

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

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

- Détermination de l'axe neutre :

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

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

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

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

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

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

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

Tableau III. 6: Vérification à l'ELS

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	10,64	2,37	4,34	12361,09	3,73	Vérifiée
Appuis	11,35	1,92	3,95	10307,16	4,35	Vérifiée

d. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{24}{500} = 0,048 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{2,37}{12 \times 22} = 0,008 \leq 0,0084 \quad \text{vérifiée} \\ 0,048 \geq 0,1 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right. .$$

Avec :

$h=24\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=22\text{cm}$; $L=5\text{m}$; $A_s=2,37\text{cm}^2$; $f_e=500\text{MPa}$.

Alors :

Puisque les (02) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

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

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 1\text{cm} \rightarrow (L \leq 5\text{m})$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre « y_1 » :

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

- Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » :

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

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

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

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

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

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

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 7: Calcul de la flèche

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
10,65	2,37	8,67	0,009	204,25	4,57	1,83	0,61	162143	47088,55	76616,26

- **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40 MPa$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 1,76 mm \quad (L = 5m)$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 3,24 mm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 3,24 - 1,76 = 1,48 mm = 0,148 cm < \bar{f} = 1 cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Calcul des armatures transversales et l'espacement :

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

➤ **BAEL 91 modifié 99 [5] :**

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} & (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

➤ **RPA 99 / Version 2003 [1] :**

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

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

- ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.
- $\phi_l \leq \text{Min}(0,68\text{cm} ; 1\text{cm} ; 1,2\text{cm}) = 0,68\text{cm}$.

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

Donc :

➤ **Selon le « BAEL 91 modifié 99 » [5]:**

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,0089\text{cm} \\ S_t \leq 19,8\text{cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0,02\text{cm} \end{cases}$$

➤ Selon le « RPA 99 version 2003 » [1]:

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ S_t \leq 6cm \dots\dots\dots Zone \text{ nodale} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 12cm \dots\dots\dots Zone \text{ courante} \end{cases}$$

- **Choix des armatures :**

On adopte : $A_t = 2\text{Ø}6 = 0,57\text{cm}^2$

- **Choix des espacements :**

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

$$\text{Donc : } \begin{cases} S_t = 6\text{cm} \dots\dots\dots Zone \text{ nodale} \\ S_t = 15\text{cm} \dots\dots\dots Zone \text{ courante} \end{cases}$$

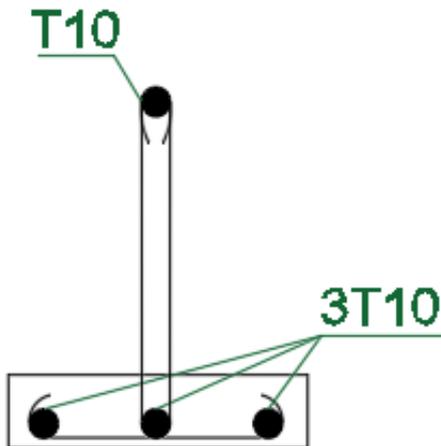


Figure III. 13: Ferrailage de poutrelle sur travée.

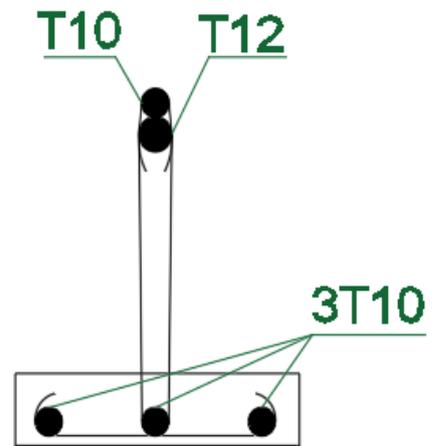


Figure III. 14: Ferrailage de poutrelle sur appuis.

III.3. ETUDE DES ESCALIERS

III.3.1. Définition

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant la circulation entre les différents niveaux d'un immeuble

Dans notre ouvrage, nous avons un escalier balancé composé de deux volées droite et une volée balancée pas de poutre palière, il relie entre les étages

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marches (h), on utilise la formule de **BLONDEL** $58 \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$

h : Hauteur de la contre marche.

g ; Largeur de la marche.

H : Longueur horizontale de la paillasse.

L : Hauteur verticale de la paillasse.

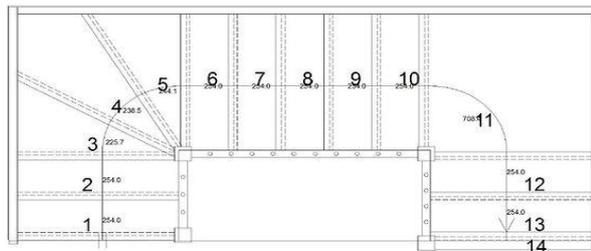


Figure III. 15: Schéma d'escalier.

III.3.2. Pré dimensionnement

- le nombre de contre marche $n=18$
- le nombre des marches $n-1=17$

III.3.3/. Vérification de l'équation de « BLONDEL »

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir :

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{306}{18} = 17 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 2h+g=64 \text{ cm} \\ H=h*n \Rightarrow h=\frac{H}{n} \\ L=(n-1)g \Rightarrow g=\frac{L}{n-1} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 59 < g+2h < 66 \\ 16 < h < 18 \\ 22 < g < 33 \end{array} \right\} \Longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2h+g=65,5\text{cm} \\ h=17\text{ cm} \\ g=33 \end{array} \right\} \Longrightarrow \text{vérifier}$$

III.3.4. Détermination de l'épaisseur de la paille

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Longrightarrow 19 < e < 28,5$$

Avec :

$$L=3,45+2,25=5,7\text{ m}$$

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

III.3.5. Angle d'inclinaison de la paille

$$\tan \alpha = \frac{H}{L'} = \frac{306}{570} = 0,537 \Longrightarrow \alpha = 28,23^\circ$$

Résumé $e=20\text{cm}$, $h=17\text{cm}$, $g=33\text{cm}$, $L_{\text{horizontale}}=5.7\text{ m}$, $\alpha=28.23^\circ$

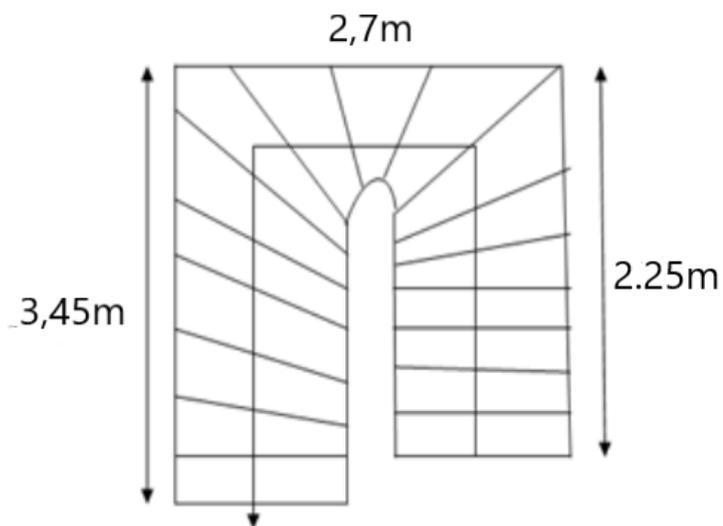


Figure III. 16: Vue en plan d'escalier.

III.3.6. Evaluation des charges

Paillasse :

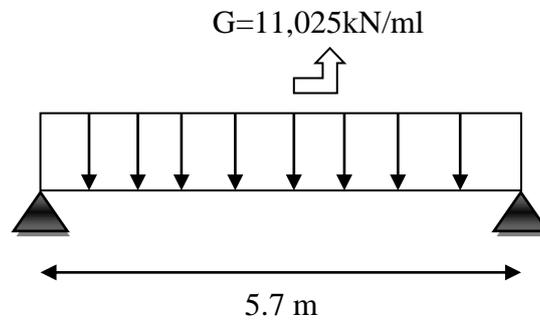
Tableau III. 8: Charges et surcharges revenant à la paillasse

Poids propre de la paillasse	$\frac{0.2}{\cos 28,23} * 25 = 5,675 \text{ kN /m}^2$
Mortier de pose horizontale (e=2 cm)	$0.02*20=0.4 \text{ kN/m}^2$
Dalle de sol (e=2 cm)	$0.02*28=0.56 \text{ kN/m}^2$
Mortier de pose verticale (e=3 cm)	$0.03*20=0.6 \text{ kN/m}^2$
Dalle de sol (e=2 cm)	$0.02*28 =0.56 \text{ kN/m}^2$
Poids propre de la marche	$\frac{22*0.17}{2}=1.87 \text{ k N/m}^2$
Garde corp :	1 kN/m ²
Enduit en ciment	$2*0.18=0.36 \text{ kN/m}^2$
$\Sigma G =$	G=11.025 kN/m²

Charge d'exploitation :

$$Q=2.5 \text{ kN/m}^2$$

Schéma statique :



Le chargement est donné pour une bande de 1ml de largeur.

Combinaison de charge :

$$\text{ELU : } q_u=1.35(11.025)+1.5(2.5)=18,634 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s=11.025+2.5=13,525 \text{ kN/ml}$$

Calcul des efforts interne :

$$M=\frac{ql^2}{8} \implies M_u = 75,68 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_s=54,93 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{q.l}{2} \implies T_u = 53,107 \text{ KN} \quad ; \quad T_s=38,546 \text{ KN}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- **Remarque**

Notre escalier est encasté partiellement à ses extrémités.

Donc : $M_{\text{appui}} = 0,3M_u^{\text{max}}$

$M_{\text{travée}} = 0,95M_u^{\text{max}}$

Charges Permanentes de la Paillasse :

Tableau III. 9: Charges Permanentes de la Paillasse

	M appuis	M travées (KN.m)	T max (KN)
ELU	22,704	71,896	53,107
ELS	16,479	52,184	38,546

Calcul des armatures :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1ml de largeur *et* fissuration peu nuisible.

Pour le béton : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$, $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$

Pour l'acier (FeE500) : $f_e = 500 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$

$h = 20 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$. ; $b = 1 \text{ m}$ (ferrailage pour 1 ml)

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \text{ et } \mu_r = 0.371$$

Tableau III. 10: Choix de Ferrailage (travée et appuis)

/	M(kN.m)	μ	AS'	α	Z	As (Calculer)	Choix	As (add)
A travée	71.896	0.131	0	0.175	167.365	87cm ²	10T14	15.39cm ²
A appuis	22.704	0.0412	0	0.0526	176.21	2,96 cm ²	4T12	4.52 cm ²

Espacement des armature :

- **En travé :**

$$\text{esp} < \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} \quad \text{esp} = 10 \text{ cm}$$

- **En appuis :**

$$\text{esp} < \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \quad \text{esp} = 25 \text{ cm}$$

Armature de répartition :

- **En travé :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \quad 2.8275 \leq A_r \leq 5.655$$

Choix : 4T12=4.52 cm²/ml avec **esp =25 cm**

- **En appuis :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \quad 1.13 \leq A_r \leq 2.26$$

Choix : 4T 8=2.01 cm²/ml avec esp=25 cm

Vérification à l'ELU :

1 / Condition de non fragilité :

On doit vérifier que :

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

$$A_s = 0,23 * 1000 * 180 * 2,4 / 500$$

➤ **En travée**

$$A_s = 15,39 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 1,98 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifié}$$

➤ **Sur appui**

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 1,98 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifié}$$

2/Contrainte de cisaillement de béton (effort tranchant) :

Pour des fissurations préjudiciables, on doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) \text{ MPa}$$

$$T_{U\max} = 53.107 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{53.107 * 10^3}{1000 * 180} = 0,295 < 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } T_u - \frac{M_U}{0,9d} < 0 \quad \Longrightarrow \quad \text{les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction} \\ \text{Si } T_u - \frac{M_U}{0,9d} > 0 \quad \Longrightarrow \quad \text{il faut satisfaire la condition suivante } A_s \geq \frac{T_u - \frac{M_U}{0,9d}}{\sigma_s} \\ T_u - \frac{M_U}{0,9d} = 53.107 \times 10^3 - \frac{22.704 \times 10^6}{0,9 \times 180} = -87.041 \times 10^3 \text{ MPA} < 0 \quad (\text{Les armatures ne} \\ \text{sont soumises à aucun effort de traction}) \end{array} \right.$$

4/ Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_{Umax}}{bd} = 0.295 \text{MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification à l'E.L.S :

La vérification ce fait d'après le " **CBA 93** ».

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{MPa (fissuration préjudiciable)}$$

1/ Vérification des contraintes du béton et d'acier à l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser \times y}}{I} \leq \sigma = 0.6 f_{c28} = 18 \text{MPa}$$

- Position de l'axe neutre

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

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

- Moment d'inertie

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

Avec :

$$n=15; c=c'=2 \text{ cm}; h=20\text{cm}; d=18\text{cm}; b=100\text{cm}; l=5.72 \text{ m}; A_s'=0$$

Tableau III. 11: Vérification des contraintes du béton et d'acier à l'ELS

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Obs
Travée	52.184	15.39	7,1	39357.64	9.41	18	239.57	250	Vérifiée
Appui	16.479	4.52	4,3	15375.58	4.62	18	243.18	250	Vérifiée

a. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{570} = 0,035 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{15,39}{100 \times 18} = 0,0085 \leq 0,008 \quad \text{non vérifiée} \\ 0,04 \geq 0,08 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

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

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ (Selon CBA93).

Avec :

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \text{ et } \left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L}{500} \\ \bar{f} = 0,5cm + \frac{L}{1000} \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{si } L < 5m \\ \text{si } L > 5m \end{array}$$

On a $L = 4,9m < 5m$

Donc : $\bar{f} = \frac{L}{500} + 0,5 = \frac{570}{500} = 1,64cm$

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})}$ Pour la déformation instantanée.

$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})}$ Pour la déformation différée.

$\delta = \frac{A_s}{b_0 d}$: Pourcentage des armatures.

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

- **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 34179,558MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 11393,186MPa$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 12: Vérification de la flèche de l'escalier

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
52,184	15,39	0,0086	333,33	2,79	1,12	0,303	81441,067	48545,914	60805,957

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 10,22\text{mm} \\ f_v = 24,57\text{mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 24,57 - 10,22 = 14,35\text{mm} = 1,435\text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{570}{500} + 0,5 = 1,64\text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 1,435\text{cm} < \bar{f} = 1,64\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Schéma de Ferrailage d'escalier :

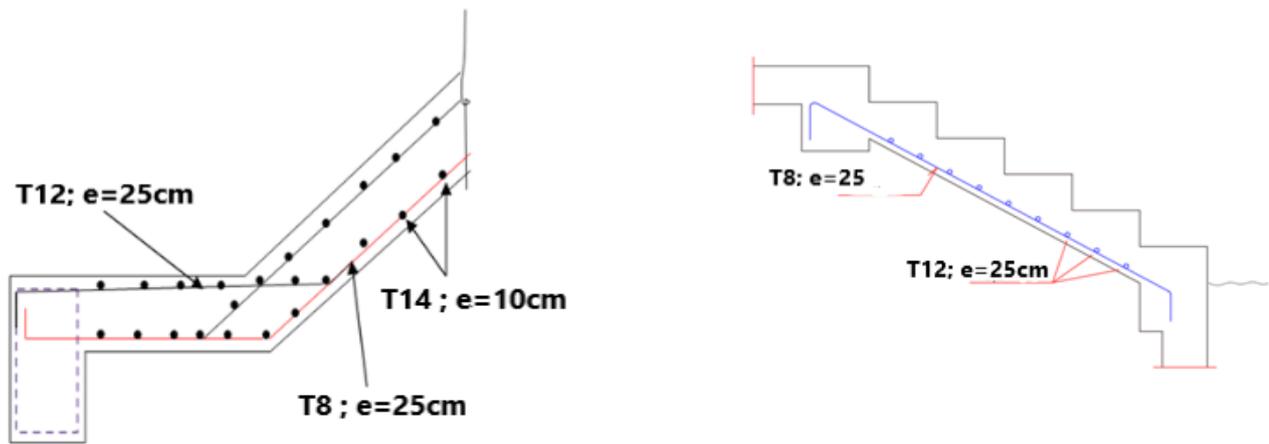


Figure III. 17: Ferrailage d'escalier.

III.4. Le balcon

III.4.1. Introduction

Notre balcon est considéré comme une porte à faux (consol), on fait son calcul comme une poutre encastrée d'une seule extrémité soumise à :

- Son poids propre.
- La charge d'exploitation.
- Charge concentrée à leur extrémité libre due au poids du mur extérieur.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

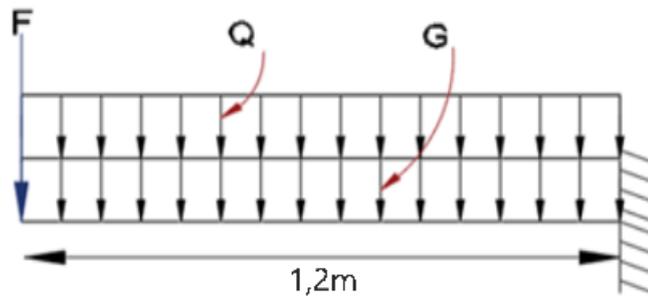


Figure III. 18: Schéma statique de balcon.

Tableau III. 13: Charge permanente du balcon

Désignation de l'élément	Ep (m)	P (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,04	20	0,40
Lit de sable	0,03	18	0,54
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Brique creux	/	/	1
Charge permanente G			6,49

III.4.2. Evaluation des charges du balcon

- **Charge permanente :**

$$G = 6,49 \times 1\text{m} = 6,49\text{KN/m}$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q = 3,50\text{KN/m}^2$$

- **Charge concentrée du mur extérieur « F » :**

Matériaux	Épaisseur	Poids Volumique	Poids (KN/m ²)
Enduit en ciment	2	18	0,36
Maçonnerie	10	20	0,9
Enduit en ciment	2	18	0,36

$$F = 1,62 \text{ kN/ml}$$

$$F = 1,62 \times 1 \text{ ml} = 1,62 \text{ kN}$$

III.4.3. Combinaison de charges

- **E.L.U :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,49 + 1,5 \times 3,5 = 14,0115 \text{ kN/ml}$$

$$F_u = 1,35F = 1,35 \times 1,62 = 2,187 \text{ kN}$$

- **E.L.S :**

$$Q_s = G + Q = 6,49 + 3,5 = 9,99 \text{ kN/ml}$$

$$T F_s = F = 1,62 \text{ Kn}$$

Tableau III. 14: Combinaison de charges

	ELU	ELS
q(KN/m)	14,0115	9,99
F(KN)	2,187	1,62

III.4.4. Calcul des moments

$$Mu_1 = 13,68 \text{ kN.m} \quad ; \quad Mu_2 = 2,73375 \text{ kN.m}$$

$$Ms_1 = 9,83 \text{ kN.m} \quad ; \quad Ms_2 = 2,025 \text{ kN.m}$$

Tableau III. 15: Calcul des efforts internes

	ELU	ELS
M (KN/m)	16,41375	11,855

III.4.5. Calcul de ferrailage

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

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa}$$

Tableau III. 16: Ferrailage du balcon

M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
16,414	0,0529	Oui	0	0,06808	13,13239	2,8747	5T10	3,93	20

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} \geq 0,23 \times bd \frac{ft28}{fe}$$

$$A_{s min} = 1,987 \text{cm}^2$$

- **Espacement :**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33\text{cm}) \dots \dots \dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22\text{cm}) \dots \dots \dots \text{pour une charge encastree} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{cases}$$

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

$$\text{Donc : } S_t = 20\text{cm}$$

- **Armatures de répartitions :**

$$\frac{A_s}{4} < A < \frac{A_s}{2} \quad \Rightarrow \quad A_r : 5T8 / \text{ml} = 2,51 \text{cm}^2 \quad ; S_t = 20\text{cm}$$

- **Vérification à ELS :**

$$M_{ser} = 11,855 \times 10^6 \text{ kN.m} \quad ; d = 135\text{mm} \quad ; c = c' = 15\text{mm} \quad ; b = 1000\text{mm} \quad ; h = 150\text{mm}$$

$$s = \frac{bx^2}{2} + nA's(x - c') - nAs(d - x)$$

$$X = 32,7418349\text{mm}$$

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

$$I = 74527608,2\text{mm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} x \leq \sigma'_{bc} = 0,6 \times fc28 = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,20819682 \text{Mpa} < 15 \text{Mpa} \quad \underline{\text{Condition est vérifier}}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - x) \leq \sigma'_{st}$$

$$\sigma'_{st} = \min\left(\frac{2}{3} fe ; 110 \sqrt{\eta \cdot ft28}\right) \rightarrow F.P$$

$$\sigma_{st} = 243,9909 \text{Mpa} < \sigma'_{st} = 333,333 \text{Mpa} \quad \underline{\text{Condition vérifier}}$$

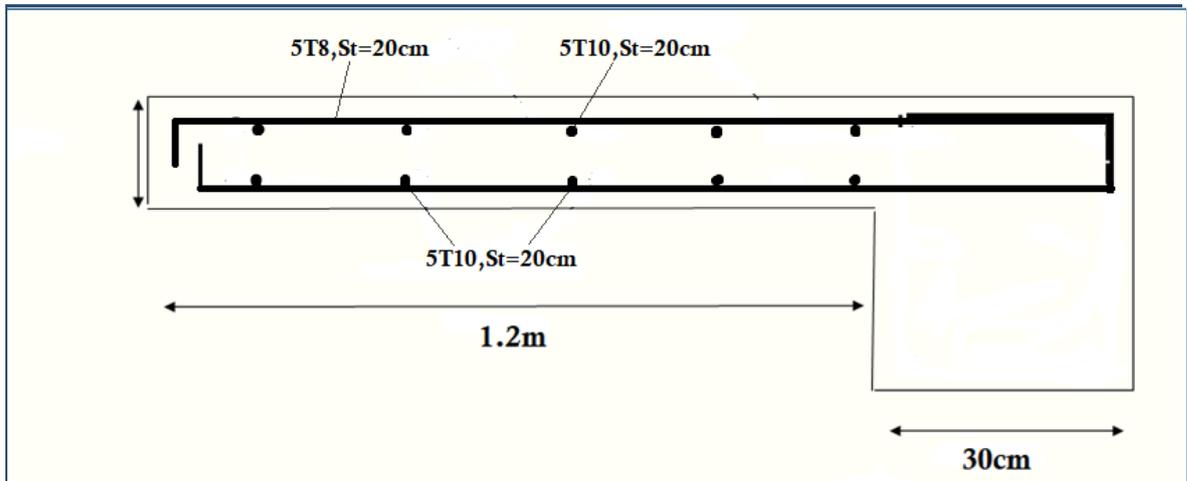


Figure III. 21: Schéma ferrailage de balcon

III.5 Dalle machine :

Vu le nombre important d'étages dans le bâtiment, un ascenseur est indispensable pour assurer aux habitants un déplacement plus aisé entre les différents étages. Le bâtiment comprend une cage d'ascenseur dont la vitesse d'entraînement est de ($v = 1 \text{ m/s}$), la surface de

La cabine est de $(1,70 \times 1,80) = 3,06 \text{ m}^2$

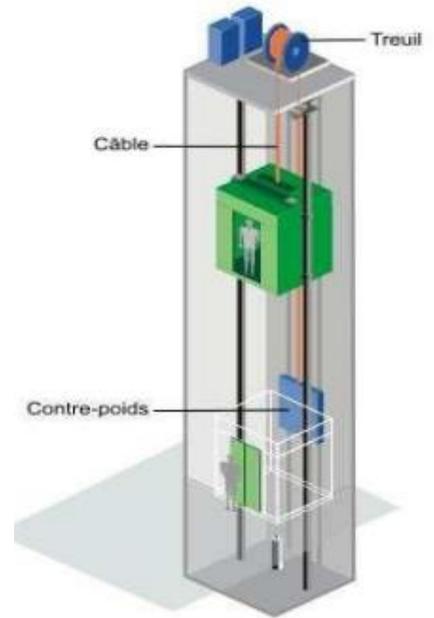


Figure III. 19: Ascenseur.

La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

Calcul de la dalle pleine du local machine :

L'étude de la dalle pleine soumise à une charge localisée,

Calculer les moments engendrés par cette charge, suivant la petite portée ($L_x = 1,70 \text{ m}$) et la grande portée ($L_y = 1,80 \text{ m}$).

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

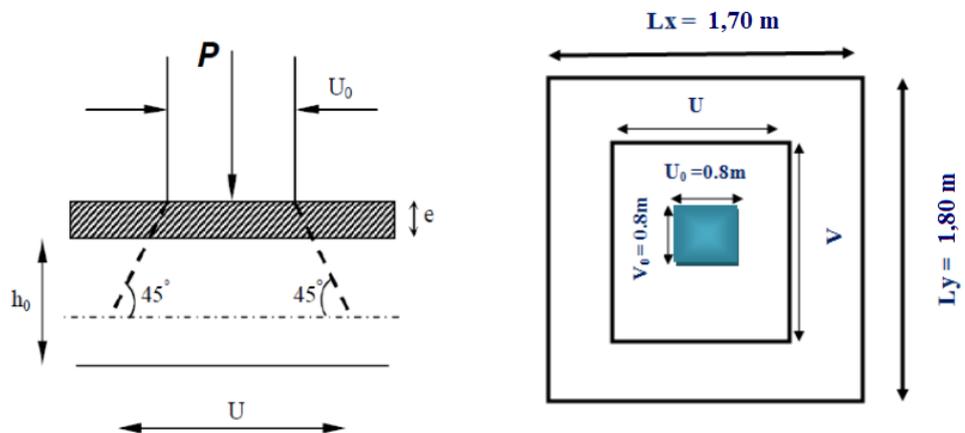


Figure III. 20: Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen.

III.5.1 Dimensionnement :

$$\rho = \frac{1,70}{1,80} = 0,94 \rightarrow 0,4 < \rho < 1 \rightarrow \text{Panneau isolé } ep \geq \frac{Lx}{30}$$

$$ep \geq \frac{170}{30} = 5,67 \text{ cm} \rightarrow \text{L'épaisseur minimale pour une dalle pleine étant de 12cm (selon le$$

RPA99 version 2003), on prend une épaisseur $ep = 20 \text{ cm}$

$0,4 < \rho < 1 \rightarrow$ le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

Détermination des sollicitations :

Moments dus au poids propre :

Charge permanente :

Poids propre de la dalle + revêtement en béton

$$G = (25 \times 0,20 + 22 \times 0,05) \times 1 = 6,1 \text{ kN/ml}$$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

$$qu = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 6,1 + 1,5 \times 1 = 9,735$$

$$qu = 9,735 \text{ kN/ml}$$

Moment suivant la petite portée : $Mx = \mu x \times q \times lx^2$

Moment suivant la grande portée : $My = \mu y \times Mx$

Avec : μx et μy : Coefficients donnés en fonction de ρ et du coefficient de Poisson ν

$$\rho = 0,94 \text{ et } \nu = 0 \text{ (ELU)} \rightarrow \mu x = 0,0419 ; \mu y = 0,8661$$

$$M^1_x = \mu x \times q \times lx^2 = 0,0419 \times 9,735 \times (1,70)^2 = 1,179 \text{ kN.m}$$

$$M^1_y = \mu y \times Mx = 0,8661 \times 1,179 = 1,021 \text{ kN.m}$$

A l'ELS :

$$qS = G + Q = 6,1 + 1 = 7,1 \rightarrow qS = 7,1 \text{ kN/ml}$$

$$\rho = 0,94 \text{ et } \nu = 0,2 \text{ (ELS)} \rightarrow \mu x = 0,0491 ; \mu y = 0,9087$$

$$M^1_x = \mu x \times q \times lx^2 = 0,0491 \times 7,1 \times (1,70)^2 = 1,007 \text{ kN.m}$$

$$M^1_y = \mu y \times Mx = 0,9087 \times 1,007 = 0,9154 \text{ KN.m}$$

Moments dus a la charge localisée (système de levage) :

$$Mx = P \times (M1 + \nu \times M2)$$

$$My = P \times (M1 \times \nu + M2)$$

M1 et M2: coefficients donnée par les abaques en fonction de ρ et des rapports : $\frac{U}{lx}$ et $\frac{V}{ly}$

U et V (80×80) : côtés du rectangle sur lesquels la charge P s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$U = U_0 + 2 \times \xi + h_0$$

$$V = V_0 + 2 \times \xi + h_0$$

Avec :

$$h_0 = 20 \text{ cm (épaisseur de la dalle pleine).}$$

ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton donc $\xi = 5 \text{ cm}$

$$U = V = 80 + 2 \times 5 + 20 = 110 \text{ cm}$$

On a :

$$\frac{U}{l_x} = \frac{110}{170} = 0,65 ; \frac{V}{l_y} = \frac{110}{180} = 0,61 ; \rho = 0,94$$

$$M_1 = 0,085 \qquad M_2 = 0,067$$

A l'ELU : $v = 0$

$$P_u = 1,35 P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ kN.}$$

$$M^2_x = P_u \times (M_1 + v \times M_2) = 121,5 (0,085) = 10,33 \text{ kN.m}$$

$$M^2_y = P_u \times (M_1 \times v + M_2) = 121,5 (0,067) = 8,14 \text{ kN.m}$$

A l'ELS : $v = 0,2$

$$P_s = P = 90 \text{ kN.}$$

$$M_2_x = P_s \times (M_1 + v \times M_2) = 90 (0,085 + 0,2 \times 0,067) = 8,85 \text{ kN.m}$$

$$M_2_y = P_s \times (M_1 \times v + M_2) = 90 (0,085 \times 0,2 + 0,067) = 7,56 \text{ kN.m}$$

Superposition des moments :

A l'ELU :

$$M_x = M_1 x + M_2 x = 1,179 + 10,33 = 11,509 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_1 y + M_2 y = 1,021 + 8,14 = 9,161 \text{ kN.m}$$

Correction des moments :

Ces moments seront minorés, en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis, et ce, afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles.

• En travée :

$$M_{t_x} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 11,509 = 9,783 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_y} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 9,161 = 7,79 \text{ kN.m}$$

- Aux appuis :

$$M_{ax} = -0.3 \times M_x = -0,3 \times 11,509 = -3,453 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = -0.3 \times M_y = -0,3 \times 11,509 = -3,453 \text{ kN.m}$$

A l'ELS :

$$M_x = M_{1x} + M_{2x} = 1,007 + 8,85 = 9,857 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{1y} + M_{2y} = 0,9145 + 7,56 = 8,475 \text{ kN.m.}$$

Correction des moments :

- En travée :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0,85 \times 9,857 = 8,378 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0,85 \times 8,475 = 7,203 \text{ kN.m}$$

- Aux appuis :

$$M_{ax} = -0.3 \times M_x = -0,3 \times 9,857 = -2,957 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = -0.3 \times M_y = -0,3 \times 9,857 = -2,975 \text{ kN.m}$$

III.5.2 Ferrailage du panneau :

Le ferrailage se fera à l'ELU pour une bande d'un mètre de largeur.

Nous considérerons la hauteur utile propre à chacune des deux directions, en appuis comme en travée ($dx = dy = 18\text{cm}$) ; $b = 1 \text{ m}$

En travée :

III.5.2.1 Sens de la petite portée : (lx)

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \cdot d \cdot x^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,783 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 17} = 0,0178 < \mu_R =$$

Tableau III. 17: Ferrailage du panneau sens lx

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
9,783	0,0178	Oui	0	0,0224	17,84	434,783	1,26

$$A_s^{\min} \geq 0,23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,26 \text{ cm}^2; 1,98 \text{ cm}^2\} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10 ($A_s = 2,37 \text{ cm}^2$).

On opte pour une section d'armature

$$A_{st} = 3T10 = 2,37 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } St = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

III.5.2.2 Sens de la petite portée : (ly)

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{b \cdot d x^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7,79 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 17} = 0,0141 < \mu_R =$$

Tableau III. 18: Ferrailage du panneau sens ly

M_{tu}(kNm)	μ	μ < μ_R	A_s'(cm²)	α	Z(cm)	σ_s(MPa)	A_s(cm²)
7,79	0,0141	Oui	0	0,0178	17,87	434,783	1,003

$$A_s^{\min} \geq 0,23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,003 \text{ cm}^2 ; 1,98 \text{ cm}^2\} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10 (A_s=2,37 cm²).

On opte pour une section d'armature

Ast= 3T10=2,37 cm² avec un espacement $St = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{\max}}{b \cdot d x^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,453 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 17} = 0,0063 < \mu_R =$$

Tableau III. 19: Ferrailage aux appuis

M_{tu}(kNm)	μ	μ < μ_R	A_s'(cm²)	α	Z(cm)	σ_s(MPa)	A_s(cm²)
3,453	0,0063	Oui	0	0,0079	17,94	434,783	0,443

$$A_s^{\min} \geq 0,23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{0,443 \text{ cm}^2 ; 1,98 \text{ cm}^2\} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T8 (A_s=2,01 cm²).

On opte pour une section d'armature

Ast= 4T8=2,01 cm² avec un espacement $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

a. Effort tranchant :

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

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

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge.

- Au milieu de U : $T_u = \frac{Pu}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,10} = 36,82 \text{ kN}$

- Au milieu de V : $T_u = \frac{Pu}{3V} = \frac{121,5}{3 \times 1,10} = 36,82 \text{ kN}$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{36,82 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,2045 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,2045 \leq \bar{\tau}_u = 4$$

Condition vérifier

Vérification des espacements des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.8.2-4-2).

Suivant le sens lx : $St = 25\text{cm} \leq \min(3h ; 33) = 33\text{cm}$ Condition vérifiée.

Suivant le sens ly : $St = 25\text{cm} \leq \min(4h ; 33) = 33\text{cm}$ Condition vérifiée.

Diamètre maximal des barres : (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2-4-2)

$\phi_{adopté} \leq h/10 \rightarrow \phi_{adopté} = 10\text{mm} \leq h/10 = 15\text{mm}$ Condition vérifiée.

$\phi_{adopté}$: diamètre des armatures longitudinales.

Vérification de poinçonnement : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.5.2-4-2)

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec U_c : périmètre du contour de l'aire laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$U_c = 2(U + V) = (110 + 110) \times 2 = 440\text{cm} = 4.40 \text{ m}$$

$$0.045 \times 4400 \times 200 \times \frac{30}{1,5} = 792 \text{ kN}$$

$121.5 \leq 792 \text{ kN}$ Condition vérifiée

b. Vérification à ELS :

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

Vérification des contraintes du béton :

- **Position de l'axe neutre :**

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

- **Moment d'inertie :**

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

Avec :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=18\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

On doit vérifier que :

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

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

Tableau III. 20: Vérification à l'E.L.S de l'escalier.

	$M_{ser},(\text{kN.m})$	$A_s (\text{cm}^2)$	$Y (\text{cm})$	$I (\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc} (\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée xx	8,378	2,37	5,12	21370,27	7,095	Vérifiée
Travée yy	7,203	2,37	4,55	18158,39	6,88	Vérifiée
Appui	2,957	2,01	4,05	13686,14	5,16	Vérifiée

c-Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{lx} \geq \frac{Mtx}{20Mx} = \frac{20}{500} = 0,03 \geq \frac{8,7635}{20*10,31} = 0,0425 \text{ CNV}$$

$$\frac{As}{b*d} \leq \frac{4,2}{fe} = \frac{2,37}{100*18} = 0,001 \leq \frac{4,2}{500} = 0,0084 \text{ CV}$$

Récapitulatif :

En travées :

Sens XX $A_t = 3\text{HA}10 = 2,37 \text{ cm}^2$ (St = 33 cm).

Sens YY $A_t = 3\text{HA}10 = 2,37 \text{ cm}^2$ (St = 33 cm).

Aux appuis :

Sens XX $A_a = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (St = 25 cm).

Sens YY $A_a = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (St = 25 cm)

CHAPITRE IV

Etude dynamique en zone sismique

IV. 1. Introduction

Le séisme est un évènement naturel, dont on ne peut stopper sa récurrence. Ses effets sur l'environnement dépendent de sa sévérité, des conditions de sol et de la vulnérabilité des éléments exposés. Les effets engendrés sur l'environnement sont parfois désastreux, il est responsable de la destruction de villes entières, causant la mort de milliers de personnes et de pertes économiques parfois insurmontables par le pays touché.

Les tremblements de terre sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages (tels que la ruine partielle ou totale) et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions.

Comme ils sont aussi dangereux par leurs effets induits sur les sites naturels tels que les glissements de terrains.

D'où vient l'intérêt de l'étude dynamique et sismique permet la réalisation des structures pouvant résister aux effets engendrés par les sollicitations auxquelles elles seront soumises ; c'est Pourquoi, elles doivent être conçues conformément aux règles parasismiques algériennes RPA99 / Version2003 [1] de façon à fournir un degré de protection acceptable.

IV.2. Etude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3. Etapes de l'analyse dynamique

Les principales étapes d'un calcul dynamique sont :

- La définition de la charge dynamique.
- L'idéalisation de la structure :
 - La définition des DDL importants.

- La définition des propriétés de la structure (masse, rigidité, amortissement, limite élastique, etc.).
 - La définition des propriétés des sols.
- Le calcul dynamique.
 - L’appréciation et la compréhension du comportement dynamique et l’analyse des résultats.
 - La combinaison des contraintes dynamique avec les autres charges (statiques) pour obtenir les valeurs maximales.
 - La conception (ou vérification) de la structure.

IV.4. Analyse modale

L'analyse modale permet de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure à savoir les fréquences propres, les modes propres,...etc. A partir de ces caractéristiques, on peut se prononcer sur le type de la structure (rigide, souple).

IV.5. Modélisation

IV.5.1. 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.

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. (5).

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.

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.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant.

Depuis quelques années et qui est à notre portée : il s'agit du ETABS.

Présentation du logiciel de calcul ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé ETABS Pour déterminer :

- Les périodes propres
- Les coefficients de participation
- Les déplacements du plancher
- Les forces sismiques
- Etapes de modélisation

IV.5.2. Modélisation de la 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 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 modélisé par élément coque (shell) nœuds (rectangulaire).
- A tous les planchers nous avons attribués des diaphragmes ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

IV.5.3. Modélisation de la masse

La masse 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 / Version2003 [1] avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.

La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les dalles est prise égale à celle du béton à savoir 25kN/m^2 .

La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été uniformément répartie aux niveaux des poutres périphériques (uniquement plancher terrasse pour l'acrotère).

IV.5.4. Etude sismiques

L'étude sismique de la structure consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure.

IV.6. Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 / Version 2003 » [1] Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

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

IV.6.1. La méthode statique équivalente

C'est une méthode qui fait appel aux règlements et codes par lesquelles les forces sismiques sont simulées par des charges statiques équivalentes. Ces dispositions donnent les forces latérales qui simulent les forces d'inertie générées par le tremblement de terre, ou en autres termes ; c'est la simplification de remplacer l'action sismique "F" par une charge latérale globale équivalente (statique) "V".

IV.6.2. La méthode dynamique modale spectrale

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

IV.6.3. La méthode dynamique par accélérogrammes

Cette méthode est fondée sur l'étude des efforts dans la structure en fonction du temps, elle nécessite la donnée d'un accélérogramme et impose en pratique l'usage de l'ordinateur. La structure est supposée soumise à un séisme qui provoque des mouvements du sol dans une direction donnée, définie par l'accélérogramme. Elle est représentée par un modèle dont on calcule la matrice de raideur K , la matrice des masses M et l'amortissement ξ que l'on suppose en générale identique pour tous les modes.

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

Combinaisons aux états limites :

ELU : 1.35G+1.5Q.

ELS : G+Q

Combinaisons accidentelles du RPA :

G+Q±E.

0,8G±E.

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

V : la force sismique

A : coefficient d'accélération

D : facteur d'amplification dynamique

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement

W : poids de la structure

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique III groupes d'usage 2, Nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul de structures (ETABS).

On va lancer l'analyse sans voiles (model 1)

Spectre de réponse :

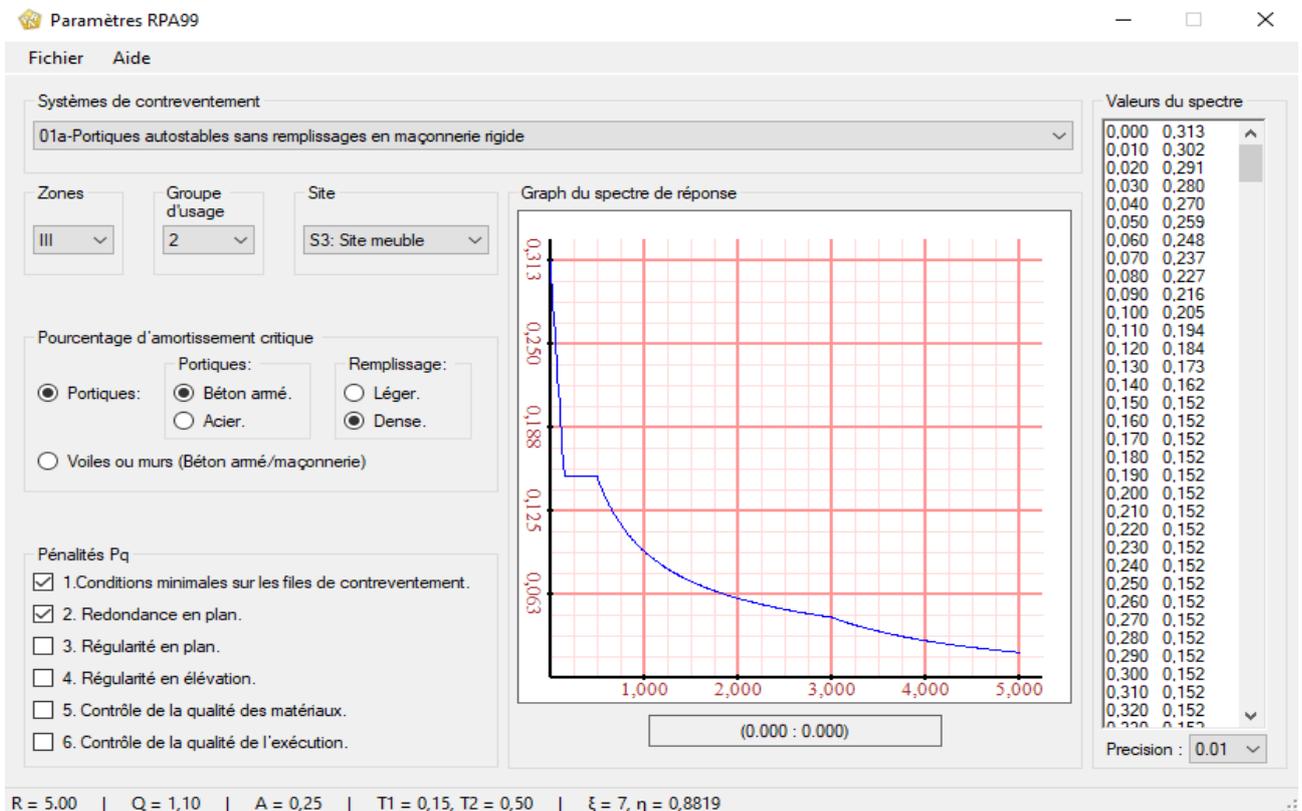


Figure IV. 1: Spectre de réponse application RPA.

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

A : (zone sismique III) +groupe 2 Donc : A=0,25.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 7%).

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ($\xi=7\%$).

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

R= 5(Portique auto stable).

T₁, T₂: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site 3 : T₁=0,15 s et T₂=0,5s).

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$).

Tableau IV. 1: Facteur de qualité

Critère q	Observé (oui ou non)	P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0,05
2- Redondance en plan	Non	0,05
3- Régularité en plan	Oui	0,00
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0,00

Donc : $Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q = 1,1$

- Redondance en plan : dans le sens Y-Y a 3 files de portique dans la direction latéral, donc la condition n'est pas vérifiée.
- Régularité en plan :
 - L1=0,8m
 - L2=1,2m
 - L=13,3m

$$\frac{0,8 + 1,2}{13,3} = 0,15 < 0,25$$

Condition vérifiée

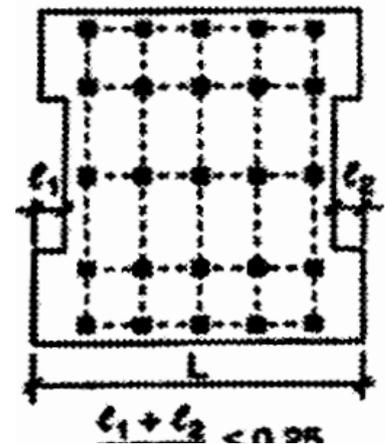


Figure IV. 2: limite des décrochements en plan.

📖 Notre structure est régulière en plan.

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

1. Régularité en élévation : on n'a pas un décrochement en élévation, donc notre structure est régulière en élévation.
2. Contrôle de la qualité des matériaux : on considère que notre projet est passé au CTC et l'entreprise de construction travail avec des bon matériaux.
3. Contrôle de la qualité de l'exécution : on considère que le projet est passé au CTC et la réalisation fait avec entreprise connue qui fait bon travail.

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

IV.7. Model 1 de modélisation (sans voiles) et sans résultat

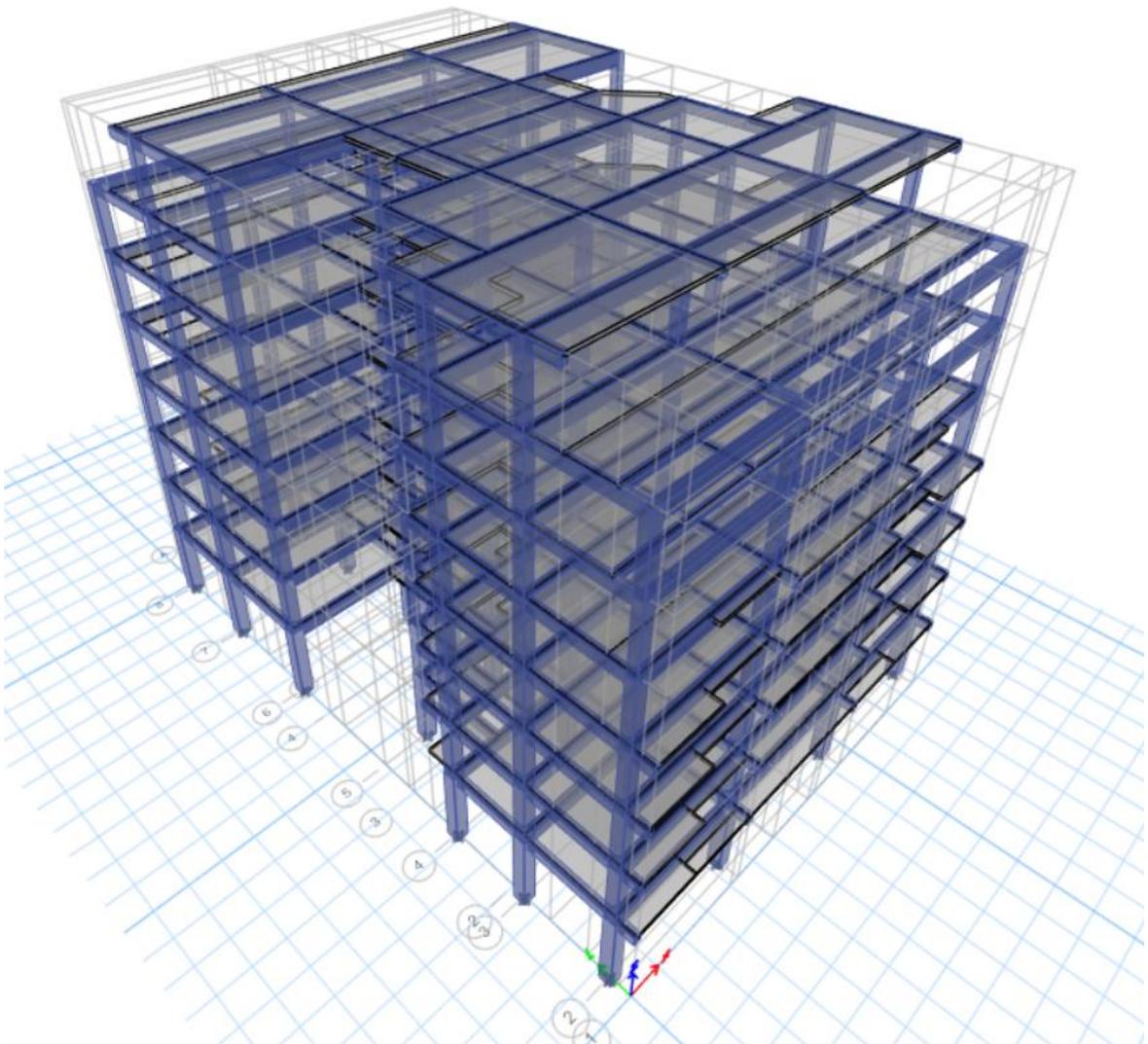


Figure IV. 3: Vue en 3D.

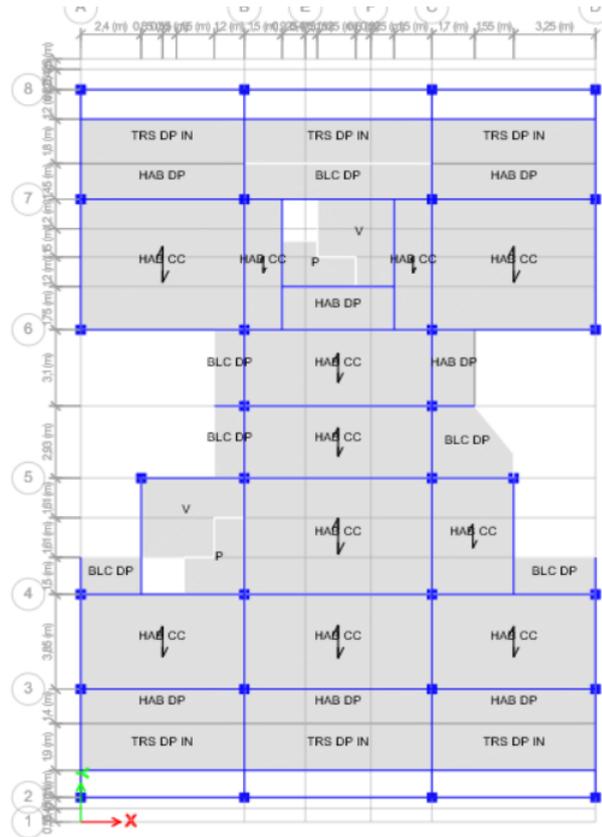


Figure IV. 6: Vue en 2D 7em étage et les charges de la structure.

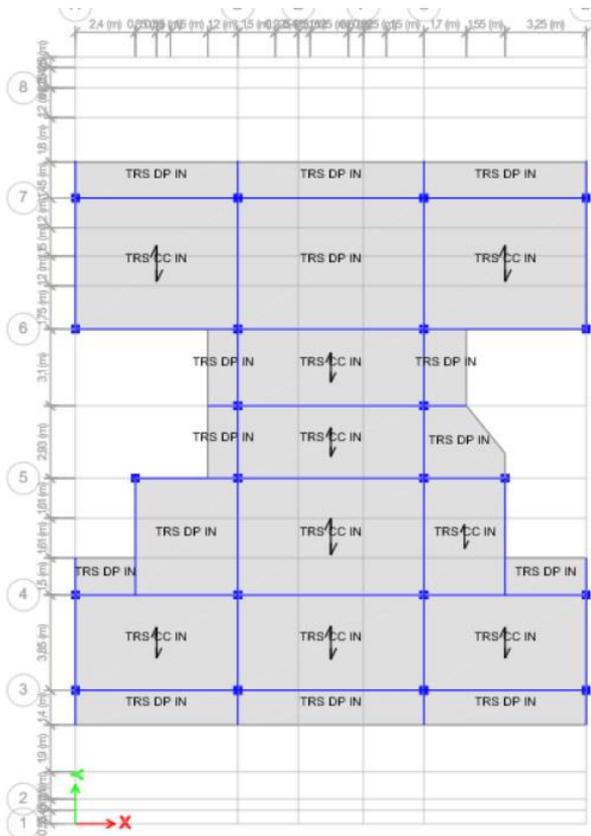


Figure IV. 7: Vue en 2D de la TRS et les charges de la structure.

Résultat de 1^{er} model (model initiale) :

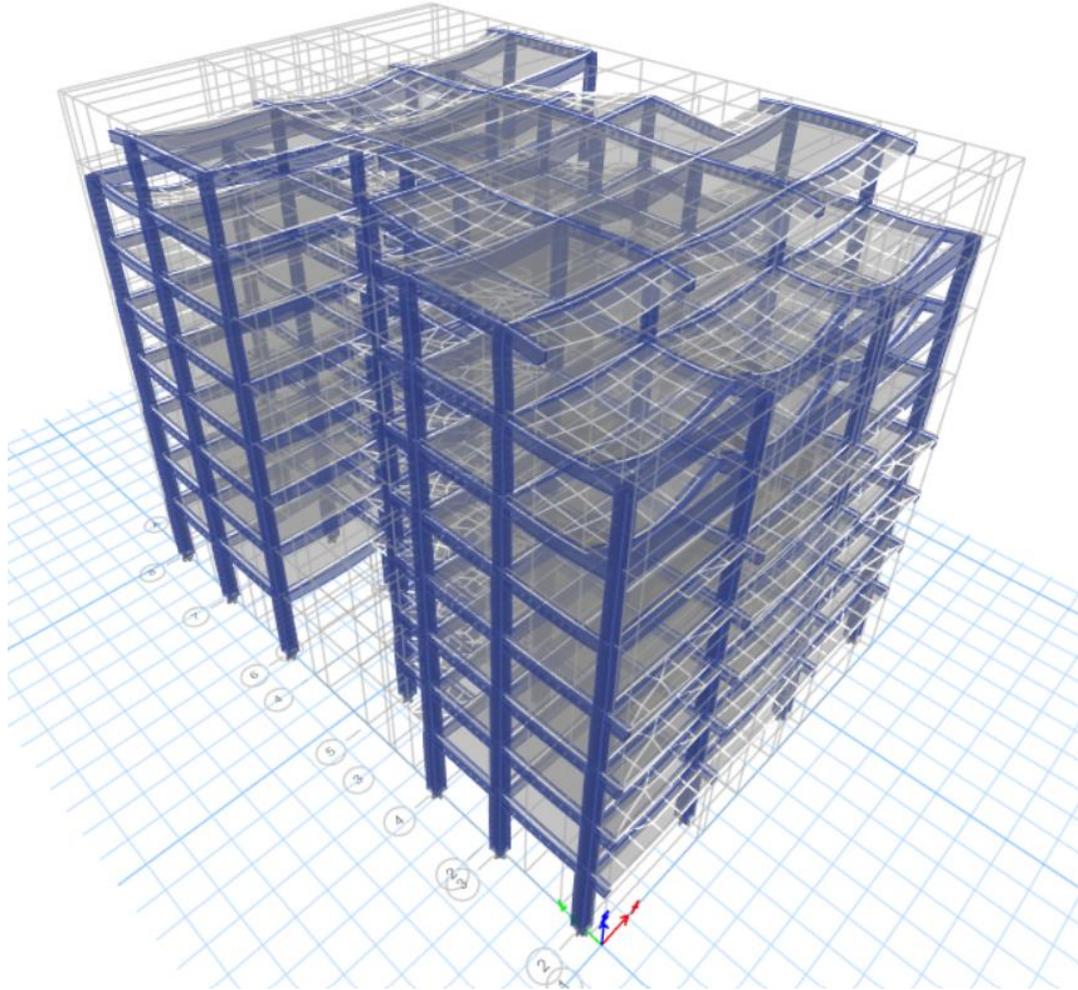


Figure IV. 8: Déformation verticale.

Modal Participating Mass Ratios

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Modal Participating Mass Ratios

Filter: None

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	Modal	1	1,26	0,0001	0,8034	0	0,0001	0,8034	0	0,2108
	Modal	2	1,062	0,7192	2,643E-05	0	0,7193	0,8034	0	7,916E-06
	Modal	3	1,024	0,0896	0,0001	0	0,8089	0,8036	0	2,179E-05
	Modal	4	0,435	1,062E-05	0,1086	0	0,8089	0,9122	0	0,5435
	Modal	5	0,382	0,078	0	0	0,8869	0,9122	0	9,45E-07
	Modal	6	0,372	0,033	2,525E-05	0	0,9199	0,9122	0	0,0001
	Modal	7	0,254	3,315E-06	0,0385	0	0,9199	0,9508	0	0,0808
	Modal	8	0,232	0,0074	3,778E-06	0	0,9273	0,9508	0	7,782E-06
	Modal	9	0,225	0,0292	8,113E-06	0	0,9565	0,9508	0	1,825E-05
	Modal	10	0,178	1,427E-06	0,0207	0	0,9565	0,9715	0	0,0725
	Modal	11	0,167	0,0026	6,124E-07	0	0,9591	0,9715	0	2,756E-06
	Modal	12	0,161	0,0162	2,026E-06	0	0,9753	0,9715	0	8,068E-06

Record: << < 1 > >> of 12 Add Tables... Done

Figure IV. 9: La Période et participation massique du modèle.

Constatations : L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

-Une période fondamentale : $T=1,26s$ dont :

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

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 6^{ème} mode.

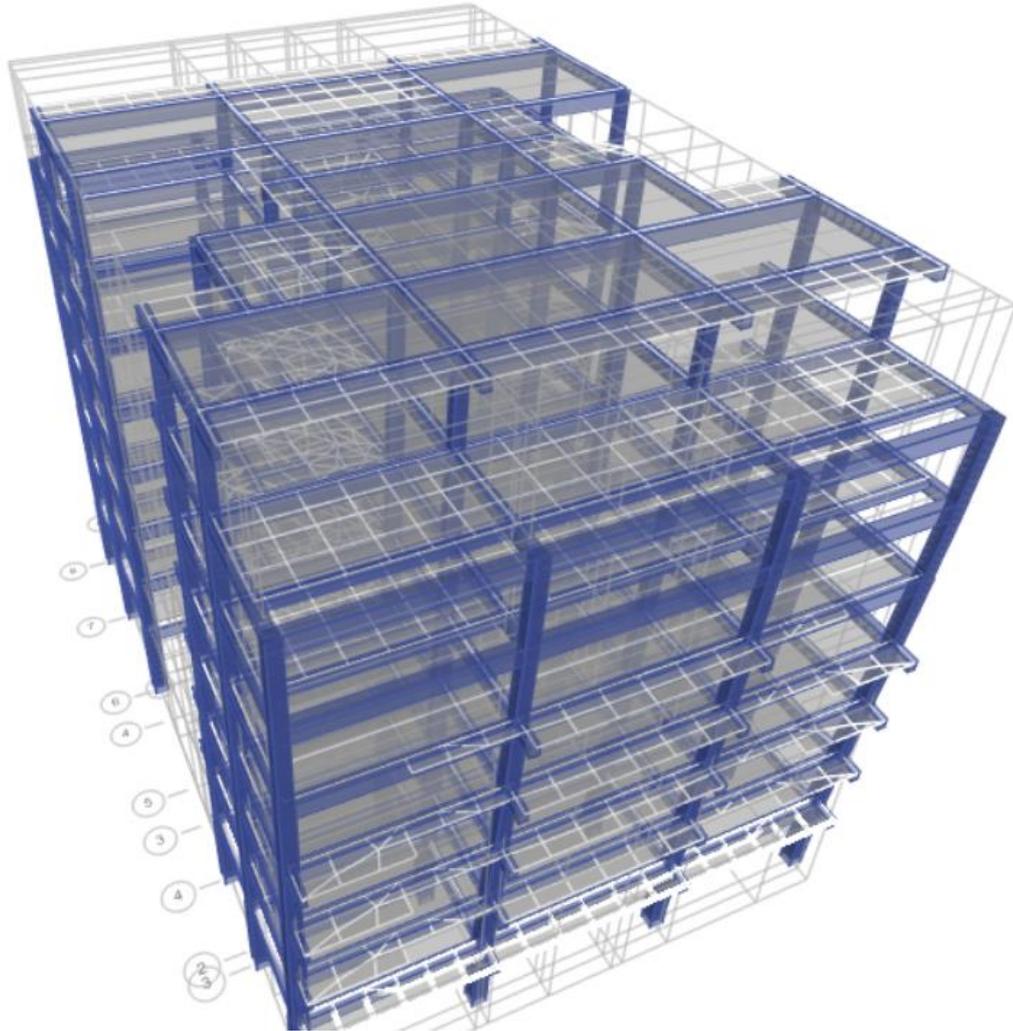


Figure IV. 10: Mode 1 translation Y-Y vue en 3D.

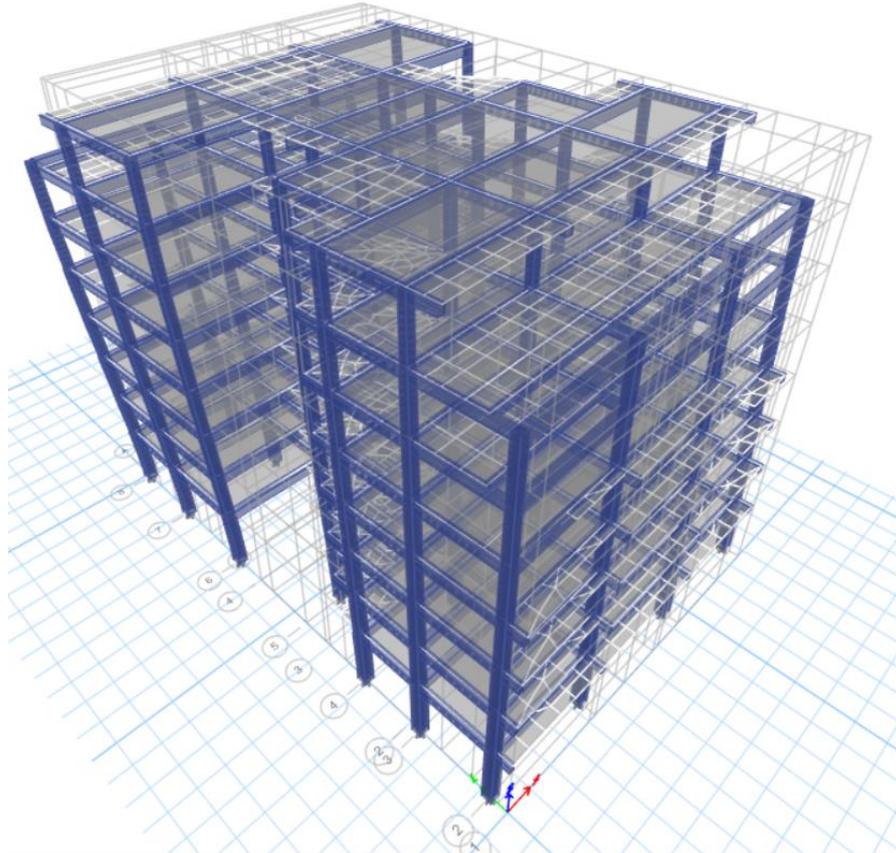


Figure IV. 11: Mode 2 translation X-X vue en 3D.

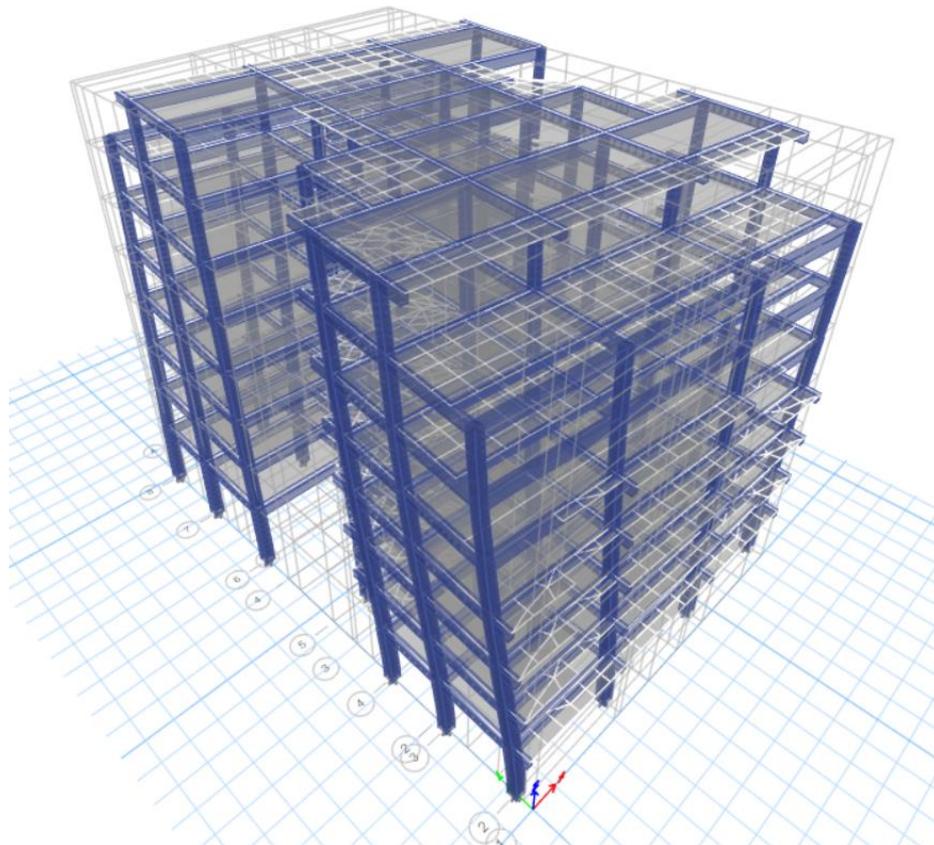


Figure IV. 12: Mode 3 rotation vue en 2D.

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

Vérification de la période :

On doit vérifier que la valeur de période numérique ne dépasse pas la valeur de la période empirique approprié de 30% ($T_N < 1,3 T_e$). Tel que T_e : période empirique de la structure :

-La formule empirique à utiliser selon les cas est : $T_e = \min [C_T h_n^{3/4} ; 0,09 * h_n / \sqrt{D}]$

h_n : hauteur mesurée de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ;

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage C_T est donné par le tableau 4.6 RPA ; pour portique autostables avec remplissage en maçonnerie : **$C_T=0.05$**

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

➤ on a $T_N = 1,26s$

- $T_e = C_T h_n^{3/4} = 0.05 \times 25,47^{3/4} = 0,567 s$

- Pour le sens X-X : $h_n = 25,47m$ $L_x = 25,45m$ Alors : $T_x = 0,454 s$

- Pour le sens Y-Y : $h_n = 25,47 m$ $L_y = 28,75m$ Alors : $T_y = 0,427 s$

$T_e = \min (0,567 ; 0,454 ; 0,427) = 0,427 s$

$$1,3T_e = 0,56 s < T_N = 1,26 s$$

La période n'est pas vérifiée

Vérification sismique :

Vérification de déplacement inter étage : Art 3.43 RPA99 v 2003 Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser (1,0%) de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R * \delta_{eK}$$

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1' est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

sens X-X								
Story	Elevation(m)	Location	δek (mm)	R	δk (mm)	Δk (mm)	1% he	
TRS	25,47	Top	63,742	5	254,968	17	30,6	55,56%
Story 7	22,41	Top	59,492		237,968	19,052	30,6	62,26%
Story 6	19,35	Top	54,729		218,916	27,372	30,6	89,45%
Story 5	16,29	Top	47,886		191,544	27,512	30,6	89,91%
Story 4	13,23	Top	41,008		164,032	32,888	30,6	107,48%
Story 3	10,17	Top	32,786		131,144	31,988	30,6	104,54%
Story 2	7,11	Top	24,789		99,156	36,076	30,6	117,90%
Story 1	4,05	Top	15,77		63,08	63,08	40,5	155,75%

Tableau IV. 2: Vérification de déplacement inter étage le sens X-X

Le sens X-X n'est pas vérifiée

sens Y-Y								
Story	Elevation(m)	Location	δek (mm)	R	δk (mm)	Δk (mm)	1% he	r%
TRS	25,47	Top	64,37	5	257,48	16,952	30,6	55,40%
Story 7	22,41	Top	60,132		240,528	19,18	30,6	62,68%
Story 6	19,35	Top	55,337		221,348	27,456	30,6	89,73%
Story 5	16,29	Top	48,473		193,892	27,84	30,6	90,98%
Story 4	13,23	Top	41,513		166,052	32,952	30,6	107,69%
Story 3	10,17	Top	33,275		133,1	32,376	30,6	105,80%
Story 2	7,11	Top	25,181		100,724	36,436	30,6	119,07%
Story 1	4,05	Top	16,072		64,288	64,288	40,5	158,74%

Tableau IV. 3: Vérification de déplacement inter étage le sens Y-Y

Le sens Y-Y n'est pas vérifiée

Conclusion :

Il faut passée au 2^{ème} model

Dans ce model on va ajouter les voiles qu'ils sont nécessaires et obligatoires.

Si les voiles ne suffisent pas on va augmenter la section du poteau.

IV.8. Model 2 de la modélisation (avec voiles) et sans résultat :

IV.8.1 Spectre de réponse :

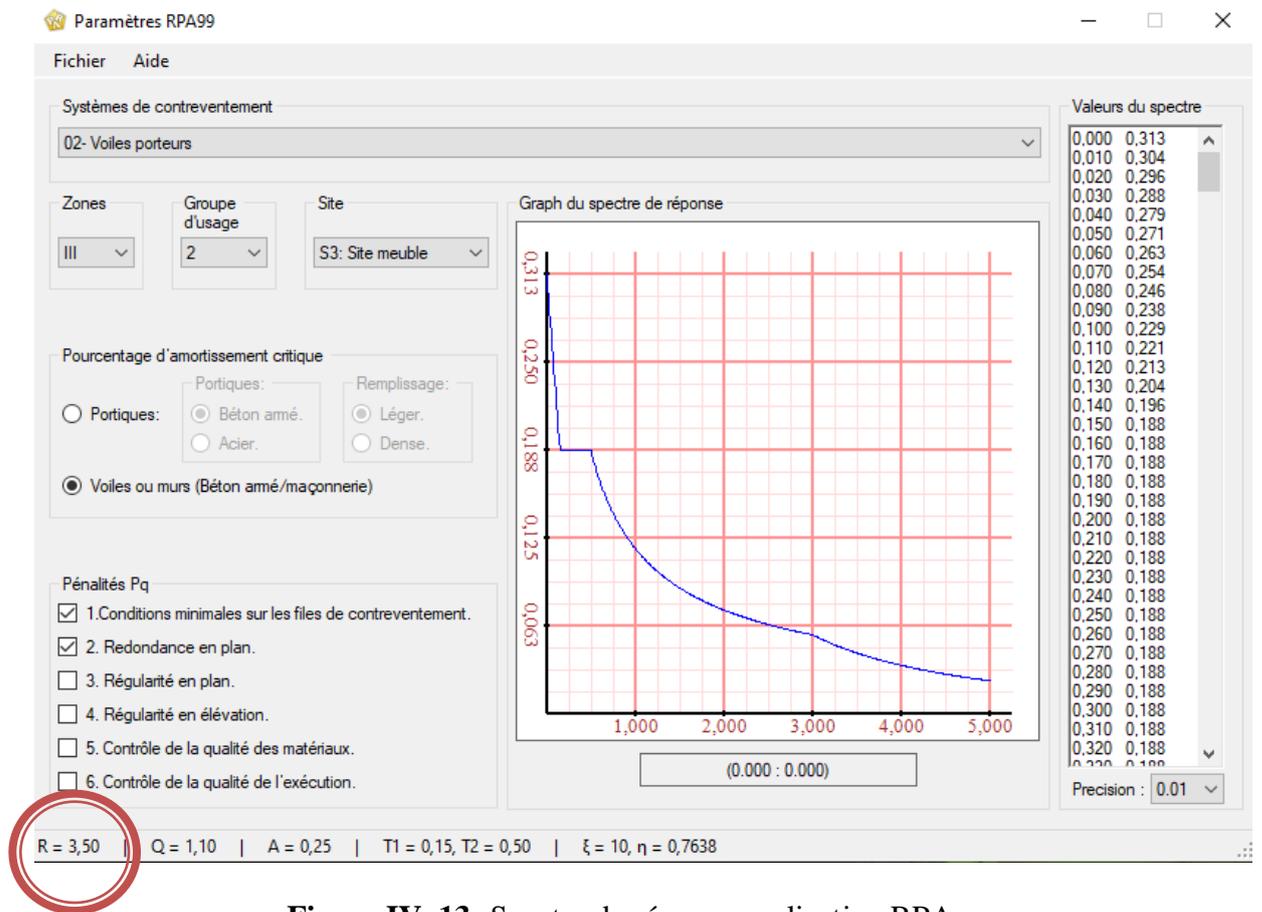


Figure IV. 13: Spectre de réponse application RPA.

A : (zone sismique III) +groupe 2 Donc : A=0,25.

η : Facteur de correction d’amortissement (quand l’amortissement est différent de 7%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,76$$

ξ : Pourcentage d’amortissement critique (ξ=10%).

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

R= 3,5.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site 3 : T₁=0,15 s et T₂=0,5s).

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$).

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

Tableau IV. 4: Critères du facteur de qualité 2em model

Critère q	Observé (oui ou non)	P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0,05
2- Redondance en plan	Non	0,05
3- Régularité en plan	Oui	0,00
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0,00

$$\text{Donc : } Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q = 1,1$$

➤ Redondance en plan : dans le sens Y-Y a 3 files de portique dans la direction latéral, donc la condition n'est pas vérifiée.

➤ Régularité en plan :

$$L1=0,8\text{m}$$

$$L2=1,2\text{m}$$

$$L=13,85\text{m}$$

- $\frac{0,8+1,2}{13,85} = 0,144 < 0,25$

- $Cr - Cg \leq 0,15 L$

- $Yr - Yg = 6 - 5,8 = 0,2 < 1,71$

- $Xr - Xg = 13,65 - 13,82 = 0,17 < 4,13$

Condition est vérifiée

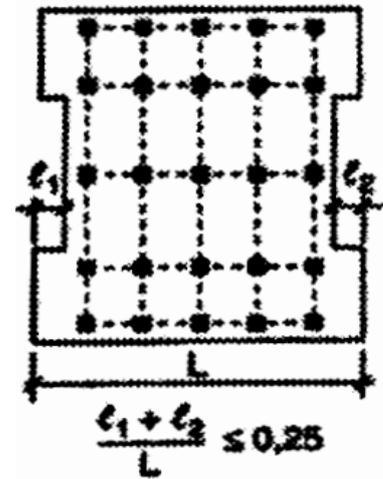


Figure IV. 14: Limite des décrochements en plan.

4. Régularité en élévation : on n'a pas un décrochement en élévation, donc notre structure est régulière en élévation.
5. Contrôle de la qualité des matériaux : on considère que notre projet est passé au CTC et l'entreprise de construction travail avec des bon matériaux.
6. Contrôle de la qualité de l'exécution : on considère que le projet est passé au CTC et la réalisation fait avec entreprise connue qui fait bon travail.

IV.8.2 Model 2 (avec voiles) :

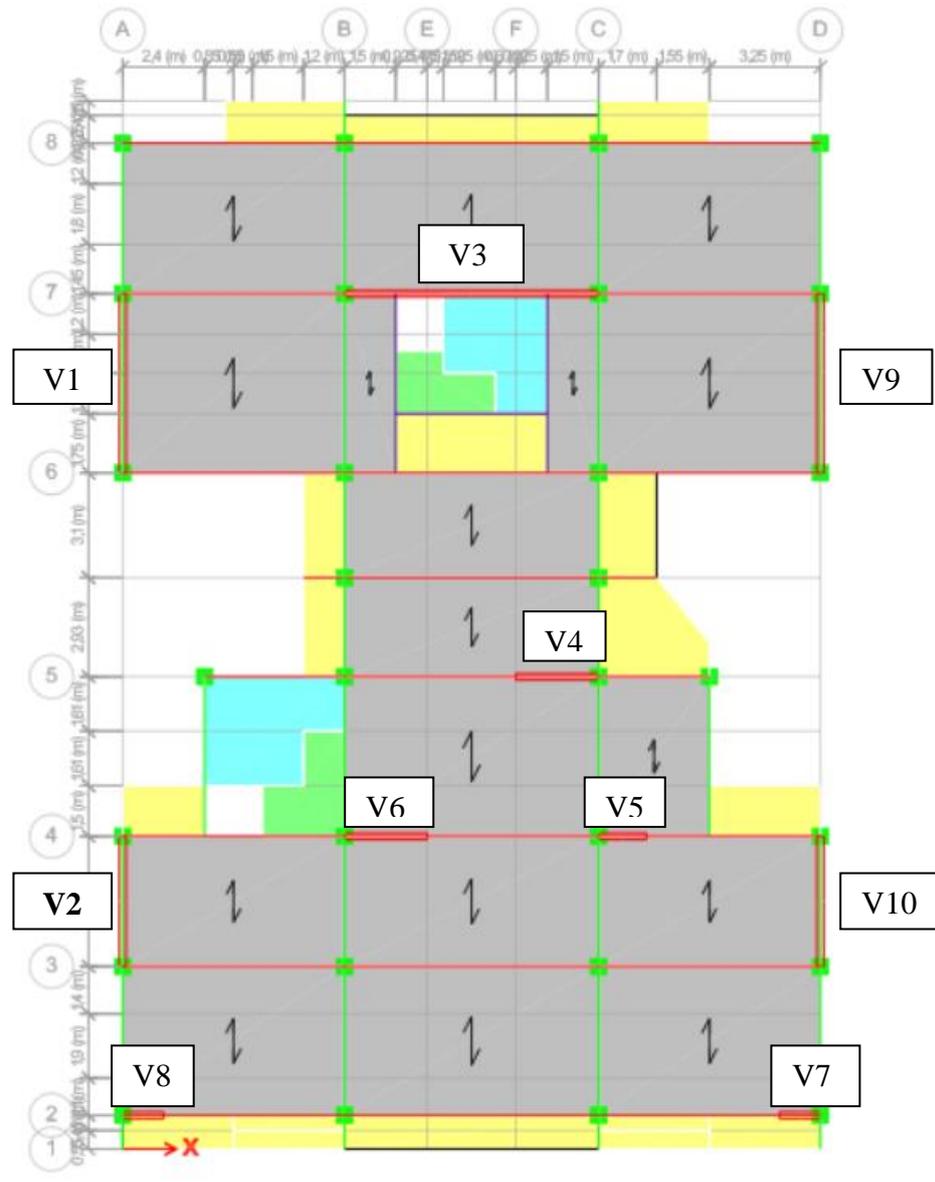


Figure IV. 15: Disposition des voiles vue en 2D.

Tableau IV. 5: Les dimensions des voiles

Voile	L(m)	Epaisseur(cm)	Voile	L(m)	Epaisseur(cm)
V1	5,3	20	V6	2,425	20
V2	3,85	20	V7	1,2	20
V3	7,45	20	V8	1,2	20
V4	2,425	20	V9	5,3	20
V5	1,4	20	V10	3,85	20

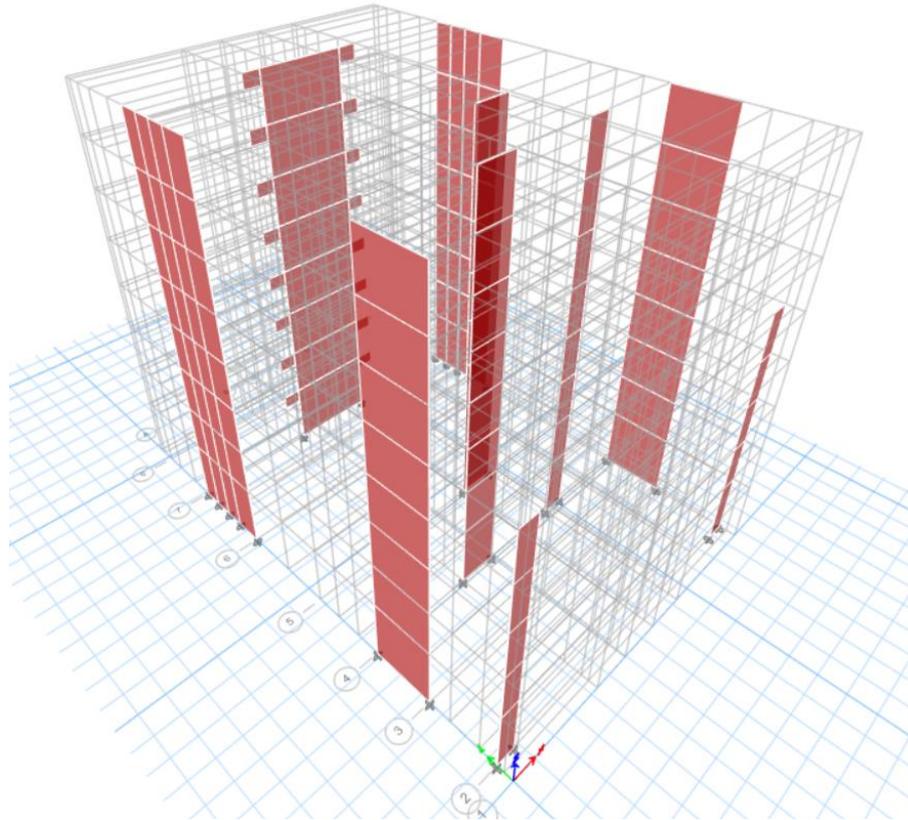


Figure IV. 16: Disposition des voiles vue en 3D.

IV.8.3 Résultat de 2^{ème} model :

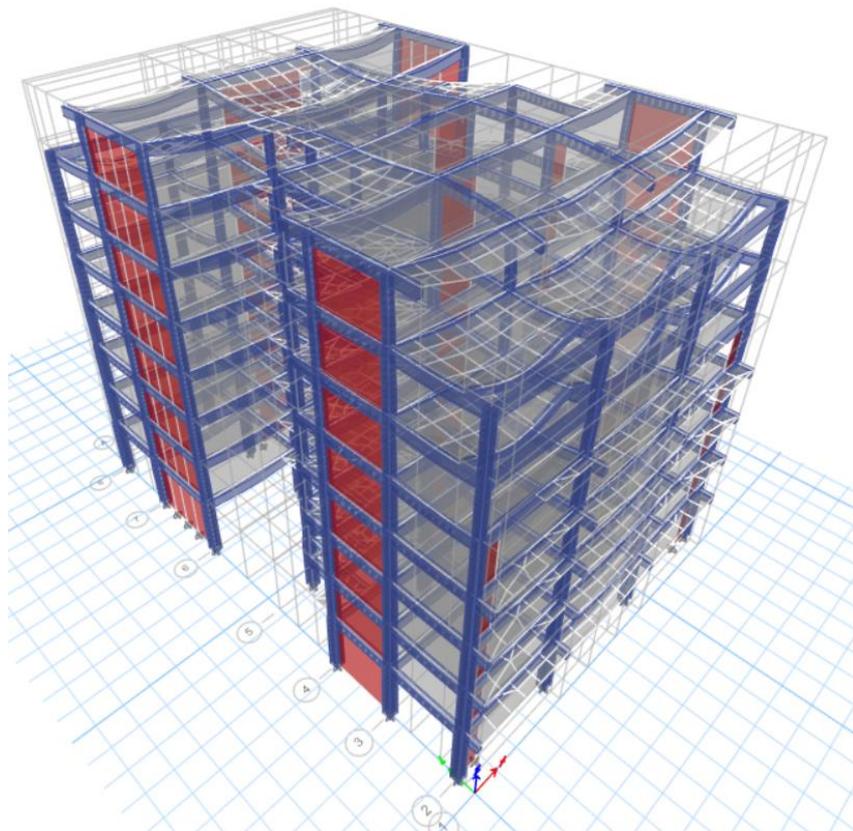
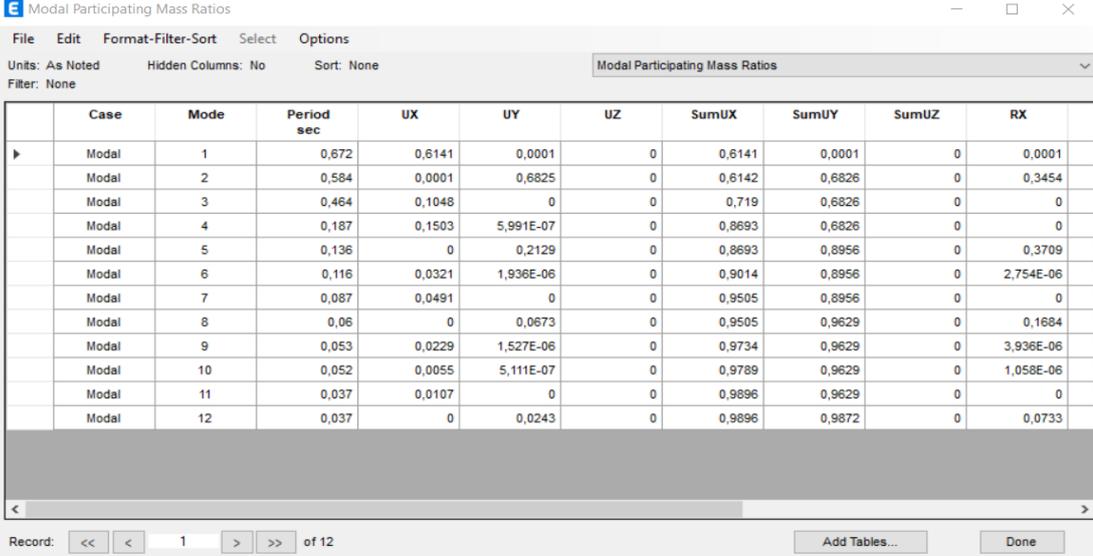


Figure IV. 17: Déformation verticale de la structure.

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique



	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	Modal	1	0,672	0,6141	0,0001	0	0,6141	0,0001	0	0,0001
	Modal	2	0,584	0,0001	0,6825	0	0,6142	0,6826	0	0,3454
	Modal	3	0,464	0,1048	0	0	0,719	0,6826	0	0
	Modal	4	0,187	0,1503	5,991E-07	0	0,8693	0,6826	0	0
	Modal	5	0,136	0	0,2129	0	0,8693	0,8956	0	0,3709
	Modal	6	0,116	0,0321	1,936E-06	0	0,9014	0,8956	0	2,754E-06
	Modal	7	0,087	0,0491	0	0	0,9505	0,8956	0	0
	Modal	8	0,06	0	0,0673	0	0,9505	0,9629	0	0,1684
	Modal	9	0,053	0,0229	1,527E-06	0	0,9734	0,9629	0	3,936E-06
	Modal	10	0,052	0,0055	5,111E-07	0	0,9789	0,9629	0	1,058E-06
	Modal	11	0,037	0,0107	0	0	0,9896	0,9629	0	0
	Modal	12	0,037	0	0,0243	0	0,9896	0,9872	0	0,0733

Figure IV. 18: La Période et participation massique du modèle.

Constatations : L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

-Une période fondamentale : $T=0,67s$ dont :

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

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.

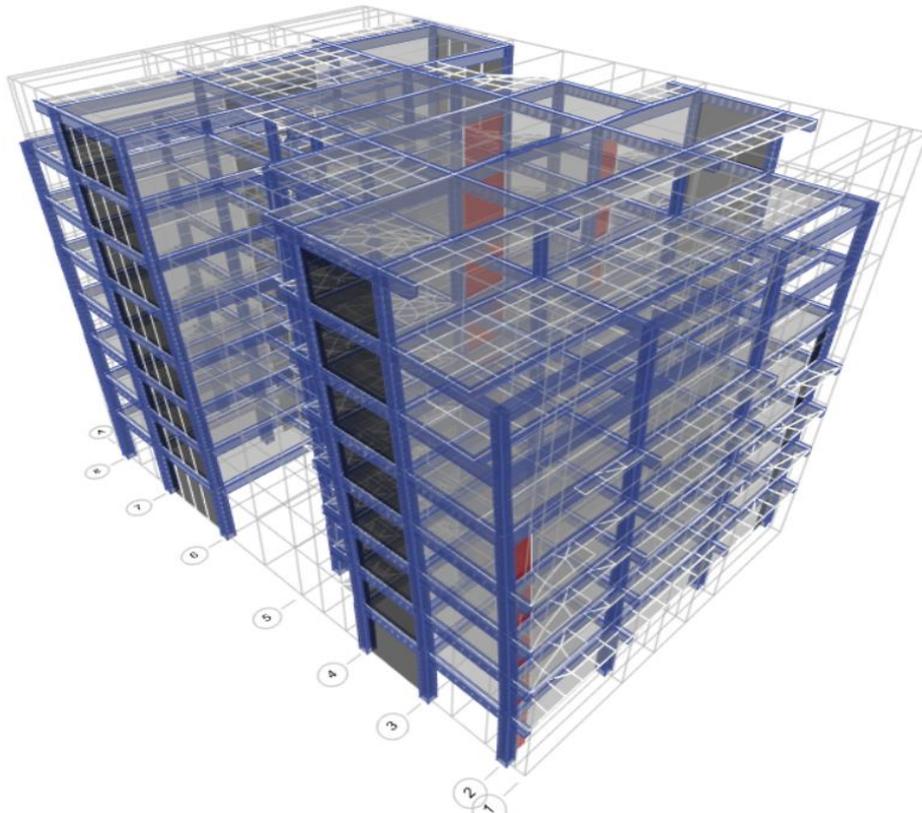


Figure IV. 19: Mode 1 translation suivant X-X.

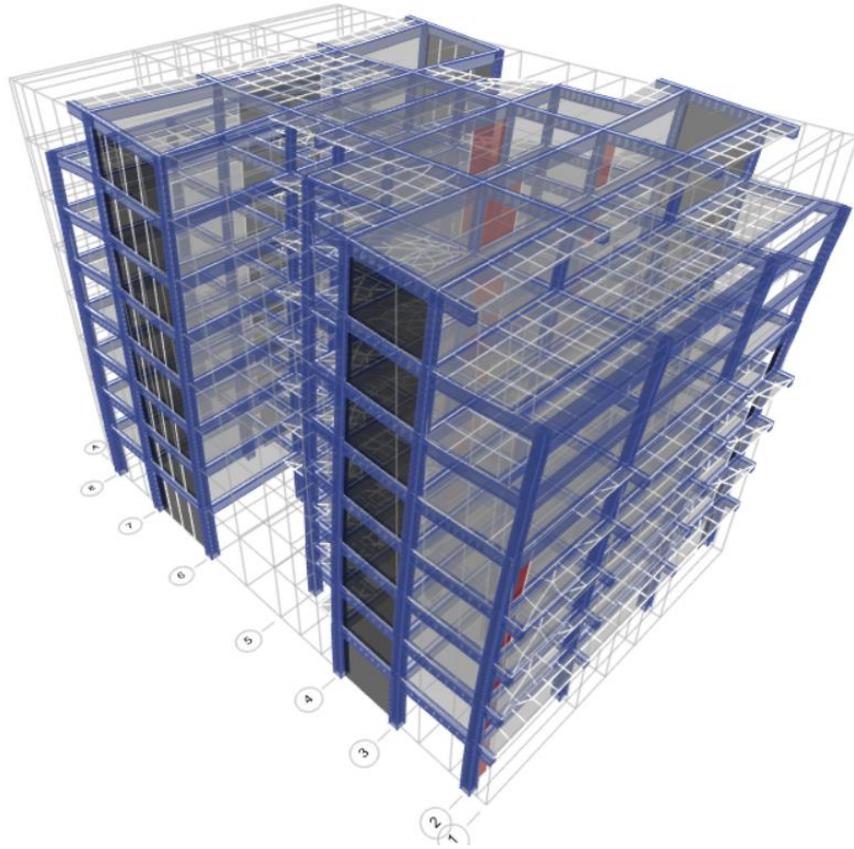


Figure IV. 20: Mode 2 translation suivant Y-Y.

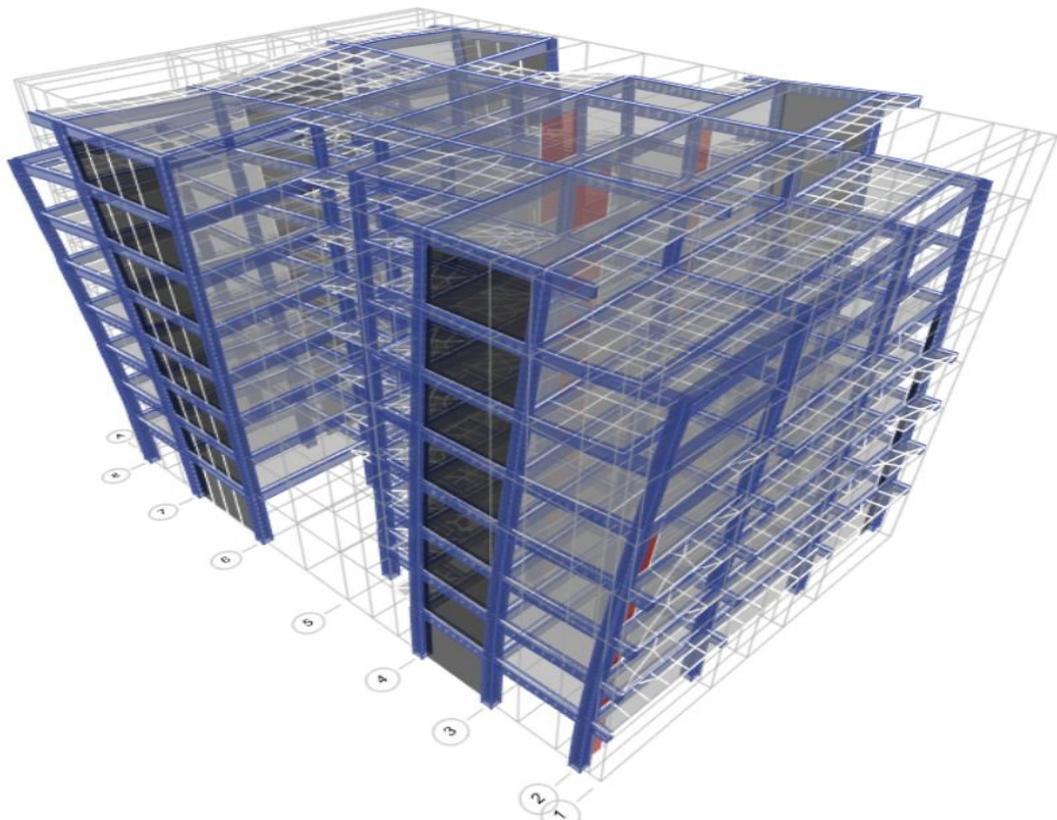


Figure IV. 21: Mode 3 rotation.

IV.8.4. Les vérifications de la structure :

IV.8.4.1 Vérification modale :

- a. Nombre des modes à considérer : on 6 modes à considérer.
- b. Vérification de la période :

On doit vérifier que la valeur de période numérique ne dépasse pas la valeur de la période empirique approprié de 30% ($T_N < 1,3 T_e$). Tel que T_e : période empirique de la structure :

-La formule empirique à utiliser selon les cas est : $T_e = \min [C_T h_n^{3/4} ; 0,09*hn / \sqrt{D}]$

h_n : hauteur mesurée de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ;

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage C_T est donné par le tableau 4.6 RPA : $C_T=0.05$

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul ;

➤ on a $T_N = 0,67s$

➤ $1,3T_e = 0,56 s < T_N = 0,67s$

IV.8.4.2. Vérification sismique :

a-Vérification de l'effort tranchant a la base :Art4.3.6 RPA v 2003

$$V_{ETABS} \leq 0,8V_{statique}$$

$$r = \frac{0,8V_{statique}}{V_{ETABS}}$$

$$V_{statique} = \frac{ADQ}{R} W$$

Tableau IV. 6: Calcule $V_{statique}$

Sens	A	D	Q	R	W (KN)	V (KN)	0,8V (KN)
X-X	0,25	1,615	1,15	3,5	44322,5871	5879,8661	4703,89285
Y-Y	0,25	1,615	1,15	3,5	44322,5871	5879,8661	4703,89285

V_{ETABS} :

$F_x = 4715,0506$

$F_y = 5691,0693$

$0,8V_{statique} < V_{ETABS}$

Condition est vérifiée

b- Vérification Spécifique Aux Sollicitations Normales :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A 93 [6] et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

N_d : l'effort normal de calcul à E.L.S s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (30 MPa).

Tableau IV. 7: Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux

Etage	Combinaison	Nd (N)	a (mm)	b (mm)	BC (mm ²)	Fc28 (Mpa)	v	Lim	r (%)
7	G+Q-Ey	231466,1	300	300	90000	30	0,086	0,3	28,58%
6	G+Q-Ey	490486	350	350	122500		0,133		44,49%
5	G+Q-Ey	719055,1	350	350	122500		0,196		65,22%
4	G+Q-Ey	937019,6	400	400	160000		0,195		65,07%
3	G+Q-Ey	1149183,7	400	400	160000		0,239		79,80%
2	G+Q-Ey	1376354,7	450	450	202500		0,227		75,52%
1	G+Q-Ey	1611909,7	450	450	202500		0,265		88,44%
RDC	G+Q-Ey	1867161,9	500	500	250000		0,249		82,98%

IV.8.4.3 : Choix de système de contreventement « système 2, 4a et 4b » :

Dans le cas de système de contreventement avec voile, RPA99/Version2003 [1] donne trois choix de système de contreventement (système 2,4a et 4b).

Le premier critère qui différencier le système 2 au système 4a et 4b et la portance des voiles par rapport au charge verticale totale de la structure.

- Si $N_{voiles} / N_{totale} > 20\%$, implique système 2.
- Si $N_{voiles} / N_{totale} < 20\%$, implique système 4b ou 4a.

La différence entre le système 4a et 4b est que le système 4b est limité a une hauteur inferieur a 10 niveaux ou 33m, d'après paragraphe (2.2 classification entre système de contreventement2, 4a et 4b) [7] qui cite : « les RPA ne donnent pas un critère de choix explicite. Il serait judicieux, de considérer un système 4b pour les bâtiments de hauteur de moins de 10 niveaux (ou 33m) et dont les voiles reprennent moins de 20% des charges

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

verticales », la figure (5.2) (figure 2 du paragraphe 2.2 classification entre systèmes de contreventement 2, 4a et 4b) [7] qui représente un organigramme proposé pour la classification des systèmes de contreventement 2,4a et 4b.

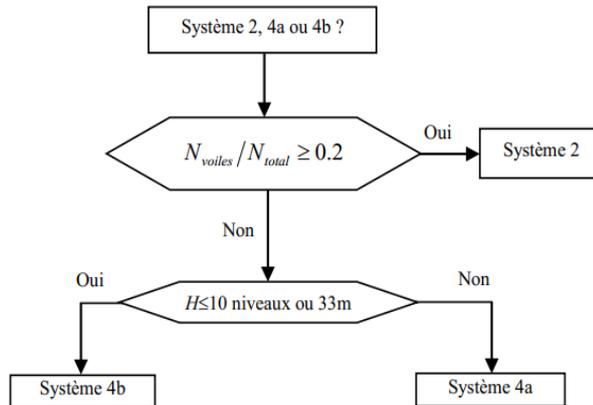


Figure IV. 22: Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles (Systèmes 2, 4a et 4b)

c-Vérification de déplacement inter étage :Art 3.43 RPA99 v 2003 Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser (1,0%) de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R * \delta_{eK}$$

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1' est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

Tableau IV. 8: Vérification de déplacement inter étage le sens X-X

Sens x-x								
Story	Elevation	δeK	R	δk	Δk	1%he	r%	Observation
	m	mm	/	mm	mm	mm	/	/
TRS	25,47	34,451	3,5	120,5785	8,3335	30,6	27,23%	Vérifiée
Story7	22,41	32,07		112,245	17,1115	30,6	55,92%	Vérifiée
Story6	19,35	27,181		95,1335	17,5875	30,6	57,48%	Vérifiée
Story5	16,29	22,156		77,546	19,4705	30,6	63,63%	Vérifiée
Story4	13,23	16,593		58,0755	18,837	30,6	61,56%	Vérifiée
Story3	10,17	11,211		39,2385	16,8665	30,6	55,12%	Vérifiée
Story2	7,11	6,392		22,372	13,692	30,6	44,75%	Vérifiée
Story1	4,05	2,48		8,68	8,68	40,5	21,43%	Vérifiée

Le sens X-X est vérifiée

Tableau IV. 9: Vérification de déplacement inter étage le sens Y-Y

Sens x-x								
Story	Elevation	δeK	R	δk	Δk	1%he	r%	Observation
	m	mm	/	mm	mm	mm	/	/
TRS	25,47	28,365	3,5	99,2775	15,547	30,6	50,81%	Vérifiée
Story7	22,41	23,923		83,7305	15,5225	30,6	50,73%	Vérifiée
Story6	19,35	19,488		68,208	15,4105	30,6	50,36%	Vérifiée
Story5	16,29	15,085		52,7975	14,6195	30,6	47,78%	Vérifiée
Story4	13,23	10,908		38,178	13,3035	30,6	43,48%	Vérifiée
Story3	10,17	7,107		24,8745	11,2	30,6	36,60%	Vérifiée
Story2	7,11	3,907		13,6745	8,3895	30,6	27,42%	Vérifiée
Story1	4,05	1,51		5,285	5,285	40,5	13,05%	Vérifiée

Le sens Y-Y est vérifiée

d-L'effet p-delta : Art 5.9 RPA99 V 2003

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$$

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".

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

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1".

h_K : Hauteur de l'étage "K".

Tableau IV. 10: Vérification de l'effet P- Δ sens X-X

Story	Δk (mm)	he (mm)	V (kN)	P (kN)	θ	Lim	r
TRS	8,3335	3060	1013,5505	4283,1892	0,0115087	0,1	11,51%
Story7	17,1115	3060	1950,1535	9557,3858	0,0274055		27,41%
Story6	17,5875	3060	2692,45	14878,5567	0,0317611		31,76%
Story5	19,4705	3060	3307,5779	20434,3947	0,0393104		39,31%
Story4	18,837	3060	3830,9943	26224,9966	0,04214		42,14%
Story3	16,8665	3060	4238,4097	32103,81	0,0417501		41,75%
Story2	13,692	3060	4531,254	37982,6233	0,037507		37,51%
Story1	8,68	4050	4714,5459	44322,5871	0,0201488		20,15%

Tableau IV. 11: Vérification de l'effet P- Δ sens Y-Y

Story	Δk (mm)	he (mm)	V (kN)	P (kN)	θ	Lim	r
TRS	15,547	3060	1294,4007	4283,1892	0,0168122	0,1	16,81%
Story7	15,5225	3060	2447,5956	9557,3858	0,019808		19,81%
Story6	15,4105	3060	3323,4444	14878,5567	0,0225459		22,55%
Story5	14,6195	3060	4042,6261	20434,3947	0,0241496		24,15%
Story4	13,3035	3060	4643,7313	26224,9966	0,0245523		24,55%
Story3	11,2	3060	5114,591	32103,81	0,0229743		22,97%
Story2	8,3895	3060	5462,9851	37982,6233	0,019062		19,06%
Story1	5,285	4050	5690,6512	44322,5871	0,0101637		10,16%

e-Justification de choix de coefficient de comportement R : RPA99 V 2003 P18

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges verticales et horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

Système 2 :

$$N_d \text{ voiles} \geq 0,2N_d \text{ structure}$$

$$V_E \text{ voiles} \cong V_E$$

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

Tableau IV. 12: Justification de choix de R

Sens	ST (kN)	Voile(kN)	Portique(kN)	Voile%	Portique %
Ex	4715,0506	4108,4799	606,5706992	87,14%	12,86%
Ey	5691,06934	5278,0962	412,9731362	92,74%	7,26%
W	44322,5871	15556,8889	28765,6982	35,10%	64,90%

IV.8.5 Conclusion :

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement qui ont été modélisés équilibrant entre le critère de la résistance et de l'économie, nous avons pu satisfaire toutes les exigences des règlements.

Afin d'avoir une disposition des voiles assurant un bon comportement dynamique du bâtiment.

CHAPITRE V

Ferraillages des éléments

Introduction :

Après avoir déterminé les sollicitations, on passe à la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage (Poteaux, Poutres, Voiles). Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA93 [6], BAEL91 modifié 99 [5] et RPA99/ Version 2003 [1]).

Les règles RPA99/ Version 2003 [1] « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

V.1.Ferrailage des poteaux

V.1.1. 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) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

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: Tableau des Contraintes

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1,5	1,15	30	14,16	500	435
Situation accidentelle	1,15	1	30	18,48	500	500

V.1.2. Combinaison d'action

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

- Selon CBA93 [6] :
 - E.L.U. : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$ (1)
 - E.L.S. : Situation durable : $G + Q$ (2)
- Selon le RPA 99/Version 2003 [1] situation accidentelle (article 5.2) :
 - $G+Q+E$(2)
 - $0.8G+E$(3)

Avec :

- G: Charges permanentes.
- Q: Charge d'exploitation.
- E: Action du séisme.

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

- $N^{\max}, M^{\text{corr}}$
- $M^{\max}, N^{\text{corr}}$
- $N^{\min}, M^{\text{corr}}$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

V.1.3. Recommandations du RPA99/ Version 2003 [1]

D'après le RPA99/version 2003 [1] (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

- $A_{\max} = A_s/bh < 3\%$ en zone courante.
- $A_{\max} = A_s/bh < 6\%$ en zone recouvrement.
- $A_{\min} = A_s > 0,9 \% bh$ (zone III).
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \Phi_L$.
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques)

Chapitre V : Ferrailages des éléments

▪ Les résultats obtenus :

Nous avons retenu cinq (05) zones pour l'étude du ferrailage des poteaux.

Les sollicitations internes pour chaque élément sont données par le logiciel, à savoir ETAPS2020 :

Tableau V. 2: Tableau des zones

Zones	Étages	Section
Zone I	RDC	50x50 cm ²
Zone II	1 ^{er} 2 ^{ème} étage	45x45 cm ²
Zone III	3 ^{ème} 4 ^{ème} étage	40x40 cm ²
Zone IV	5 ^{ème} 6 ^{ème} étage	35x35 cm ²
Zone V	7 ^{ème} étages	30x30 cm ²

Les tableaux suivants résument les résultats trouvés :

Tableau V. 3: Les efforts sous la combinaison ELU

Niveau	Section [cm ²]	ELU		ELU		ELU	
		N ^{max} [kN]	M ^{cor} [kNm]	M ^{max} [kNm]	N ^{corr} [kN]	N ^{min} [kN]	M ^{corr} [kNm]
Zone V	30x30	336,9264	-21,2554	-49,2954	327,1495	97,5968	-4,0437
Zone IV	35x35	1034,6489	-25,256	75,4168	196,2955	77,4272	-19,335
Zone III	40x40	1645,736	-26,5289	60,7655	485,7456	312,592	-7,6608
Zone II	45x45	2361,1135	-21,6877	71,3523	662,1723	656,2473	-4,5828
Zone I	50x50	2758,6425	-8,1994	-27,872	1018,084	1018,084	-2,7627

Tableau V. 4: Les efforts sous la combinaison G+Q+E

Niveau	Section [cm ²]	G+Q+E		G+Q+E		G+Q+E	
		N ^{max} [kN]	M ^{cor} [kNm]	M ^{max} [kNm]	N ^{corr} [kN]	N ^{min} [kN]	M ^{corr} [kNm]
Zone V	30x30	270,7365	-9,367	-69,3144	215,3077	25,0452	-14,4277
Zone IV	35x35	815,1614	56,7164	114,2124	324,0618	3,7967	-26,1351
Zone III	40x40	1301,5278	75,1641	189,9997	629,7596	4,5375	-22,3838
Zone II	45x45	1812,7178	81,141	-201,5189	847,7858	-29,5977	-27,9817
Zone I	50x50	2097,7766	52,2585	-117,2275	1254,2846	-5,5581	-20,9871

Chapitre V : Ferrailages des éléments

Tableau V. 5: Les efforts sous la combinaison 0,8G+E

Niveau	Section [cm ²]	0.8G+E		0.8G+E		0.8G+E	
		N ^{max} [kN]	M ^{cor} [kNm]	M ^{max} [kNm]	N ^{corr} [kN]	N ^{min} [kN]	M ^{corr} [kNm]
Zone V	30x30	203,4932	8,9756	61,4734	183,2354	6,4524	-13,6033
Zone IV	35x35	590,1093	62,8029	108,2425	241,5363	-41,0315	-17,3906
Zone III	40x40	927,2102	81,7016	177,0363	463,4919	-137,383	-20,6904
Zone II	45x45	1280,4508	87,4006	-187,9566	538,6832	-238,7565	-25,1601
Zone I	50x50	1471,1706	55,0112	-113,3636	794,3824	-250,4975	-19,6672

V.1.4. Méthode de calcul

Le calcul du ferrailage est obtenu par le logiciel SOCOTEC.

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux :

Tableau V. 6: Ferrailages des poteaux à L'ELU

Combinaison	Zone	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
	Sections	50 x 50	45 x 45	40 x 40	35 x 35	30 x 30
ELU	N _{max}	2758,6425	2361,1135	1645,736	1034,6489	336,9264
	M _{corr}	-8,1994	-21,6877	-26,5289	-25,256	-21,2554
	A' _s	0	0	0	0	0
	A _s	0	0	0	0	0
	M _{max}	-27,872	71,3523	60,7655	75,4168	-49,2954
	N _{corr}	1018,084	662,1723	485,7456	196,2955	327,1495
	A' _s	0	0	0	0	0
	A _s	0	0	0	0	0
	N _{min}	1018,084	656,2473	312,592	77,4272	97,5968
	M _{corr}	-2,7627	-4,5828	-7,6608	-19,335	-4,0437
	A' _s	0	0	0	0	0
	A _s	0	0	0	0	0

Chapitre V : Ferrailages des éléments

Tableau V. 7: Ferrailages des poteaux (G+Q+E)

Combinaison	Zone	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
	Sections	50 x 50	45 x 45	40 x 40	35 x 35	30 x 30
G+Q+E	N_{max}	2097,7766	1812,7178	1301,5278	815,1614	270,7365
	M_{corr}	52,2585	81,141	75,1641	56,7164	-9,367
	A'_s	0	0	0	0	0
	A_s	0	0	0	0	0
	M_{max}	-117,2275	-201,5189	189,9997	114,2124	-69,3144
	N_{corr}	1254,2846	847,7858	629,7596	324,0618	215,3077
	A'_s	0	0	0	0	0
	A_s	0	4,65	5,69	4,69	3,48
	N^{min}	-5,5581	-29,5977	4,5375	3,7967	25,0452
	M^{corr}	-20,9871	-27,9817	-22,3838	-26,1351	-14,4277
	A'_s	0	0	0	0	0
	A_s	0,96	1,91	1,17	1,62	0,81

Tableau V. 8: Ferrailages des poteaux (0,8G+E)

Combinaison	Zone	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
	Sections	50 x 50	45 x 45	40 x 40	35 x 35	30 x 30
0,8G+E	N^{max}	1471,1706	1280,4508	927,2102	590,1093	203,4932
	M^{corr}	55,0112	87,4006	81,7016	62,8029	8,9756
	A'_s	0	0	0	0	0
	A_s	0	0	0	0	0
	M^{max}	-113,3636	-187,9566	177,0363	108,2425	61,4734
	N^{corr}	794,3824	538,6832	463,4919	241,5363	183,2354
	A'_s	0	0	0	0	0
	A_s	0	4,38	6,14	4,97	3,07
	N^{min}	-250,4975	-238,7565	-137,383	-41,0315	6,4524
	M^{corr}	-19,6672	-25,1601	-20,6904	-17,3906	-13,6033
	A'_s	1,61	1,1	0,16	0	0
	A_s	3,4	3,68	2,59	1,54	0,95

V.1.5. Choix des armatures

Tableau V. 9: Choix des Armatures des Poteaux

Zone	Sections (cm ²)	A _S ^{cal} (cm ²)	A _S ^{min} (cm ²)	A _S ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _S ^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A _S ^{adopté} (cm ²)
Zone V	30x30	10,44	8,1	27	54	4T14+4T12	10,68
Zone IV	35x35	14,91	11,025	36,75	73,5	8T16	16,03
Zone III	40x40	18,42	14,4	48	96	4T16+8T14	20.35
Zone II	45x45	13,95	18,225	60,75	121,5	4T16+8T14	20.35
Zone I	50x50	10,2	22,5	75	150	12T16	24.13

V.1.6. Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service

Les contraintes admissibles sont données par :

➤ Béton:

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

➤ Acier:

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$

- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}(0,5f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})$

Avec :

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=215,56$ MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. N^{ser}_{max} ; M^{ser}_{cor}

Tableau V. 10: Vérification des Contraintes des Poteaux

Zone	Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	Sollicitation	σ_s (MPa)	σ_{sadd} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc\ add}$ (MPa)	Vérification
Zone V	30x30	247,0996	33,6572	SPC	96,5	215,56	9,74	18	Ok
Zone IV	35x35	756,1536	24,3361	SEC	/	/	8,09	18	Ok
Zone III	40x40	1200,420	19,2786	SEC	/	/	8,02	18	Ok
Zone II	45x45	1722,254	15,4991	SEC	/	/	8,52	18	Ok
Zone I	50x50	2012,307	5,8539	SEC	/	/	7,57	18	Ok

b. N^{ser}_{cor} ; M^{ser}_{max}

Tableau V. 11: Vérification des Contraintes des Poteaux

Zone	Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	Sollicitation	σ _s (MPa)	σ _{sadd} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc add} (MPa)	Verification
Zone V	30x30	239,9443	36,0859	SPC	121	215,56	10,4	18	Ok
Zone IV	35x35	144,2183	55,1436	SPC	210,5	215,56	9,63	18	Ok
Zone III	40x40	354,6127	44,2128	SPC	22	215,56	5,45	18	Ok
Zone II	45x45	483,7417	51,9144	SPC	69,1	215,56	4,99	18	Ok
Zone I	50x50	744,5174	20,2895	SEC	/	/	3,51	18	Ok

Remarque :

Selon BAEL 91 modifier 99 [5] en cas de section entièrement comprimée, il n'y a pas lieu de vérifier la contrainte de traction 'σ_s'

V.1.7. Vérification de l'effort tranchant

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

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

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

- Selon le CBA93 [6] :
- Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 3,9 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentel le} \end{cases}$$

➤ Selon le RPA 99/Version 2003 [1]:

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

- $\rho_d = 0,075$ si l'élanement $\lambda \geq 5$
- $\rho_d = 0,040$ si l'élanement $\lambda < 5$

Avec:

- λ : L'élanement du poteau.
- 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 le tableau suivant :

Tableau V. 12: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Zone	Section (cm ²)	Tu (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u$ RPA (MPa)	$\bar{\tau}_u$ CBA93 (MPa)	Vérification
Zone V	30x30	-45,306	0,06	7,14	0,075	2,25	3,91	Ok
Zone IV	35x35	-72,7454	0,08	6,12	0,075	2,25	3,91	Ok
Zone III	40x40	-125,5929	0,125	5,36	0,075	2,25	3,91	Ok
Zone II	45x45	133,3104	0,118	4,76	0,04	1,2	3,91	Ok
Zone I	50x50	50,6444	0,04	5,67	0,075	2,25	3,91	Ok

V.1.8. Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du BAEL91 modifié 99 [5] et celles du RPA99/ Version 2003 [1] ; elles sont données comme suit :

➤ Selon BAEL91 modifié 99 [5] :

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

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.
- ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

➤ Selon le RPA99/Version 2003 [1]:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'E.L.U.

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 :

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

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

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

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

Chapitre V : Ferrailages des éléments

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

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_c=500\text{MPa}$.

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V. 13: Espacements maximales des armatures transversales des poteaux

Zone	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
Zone V	30x30	4T14+4T12	14	10	15
Zone IV	35x35	8T16	16	10	20
Zone III	40x40	4T16+8T14	16	10	20
Zone II	45x45	4T16+8T14	16	10	20
Zone I	50x50	12T16	16	10	20

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V. 14: Choix des armatures transversales pour les poteaux

Zone	Section (cm ²)	L _r (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Zone V	30x30	2,142	7,14	2,5	19,53	N	10	0,33	4T8	2,01
						C	15	0,49	4T8	2,01
Zone IV	35x35	2,142	6,12	2,5	25,36	N	10	0,36	4T8	2,01
						C	20	0,73	4T8	2,01
Zone III	40x40	2,142	5,36	2,5	29,06	N	10	0,36	4T8	2,01
						C	20	0,73	4T8	2,01
Zone II	45x45	2,142	4,76	3,75	37,063	N	10	0,41	4T8	2,01
						C	20	0,82	4T8	2,01
Zone I	50x50	2,835	5,67	2,5	45,48	N	10	0,68	4T8	2,01
						C	20	1,36	4T8	2,01

V.1.9. Longueur De Recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r=50\phi_l$ en zone III.

Pour :

T20.....L_r=100cm

T16.....L_r=80cm

T14.....L_r=70cm

T12.....L_r=60cm

V.1.10. Schéma de ferrailage :

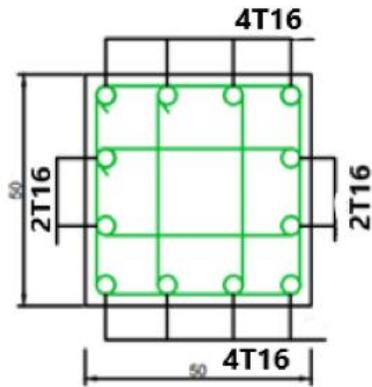


Figure V. 2: Schéma de ferrailage de poteau 50x50

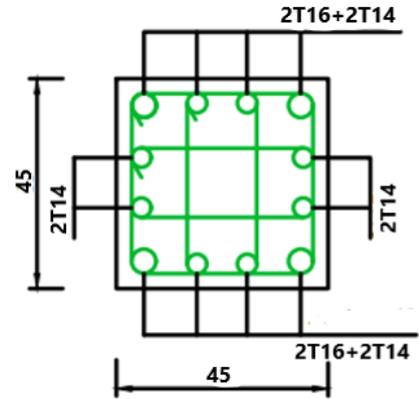


Figure V. 1: Schéma de ferrailage de poteau 45x45.

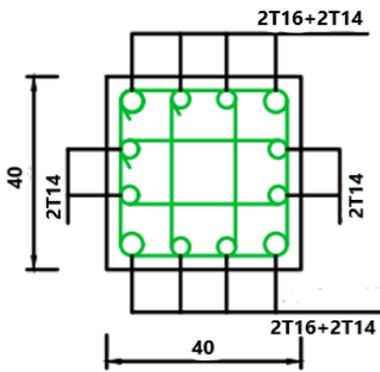


Figure V. 4: Schéma de ferrailage de poteau 40x40.

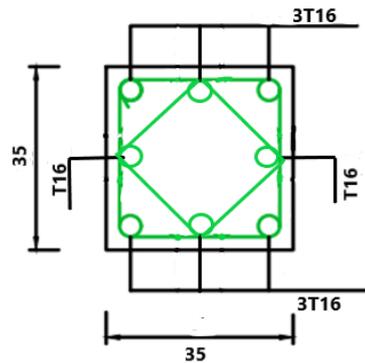


Figure V. 3: Schéma de ferrailage de poteau 35x35.

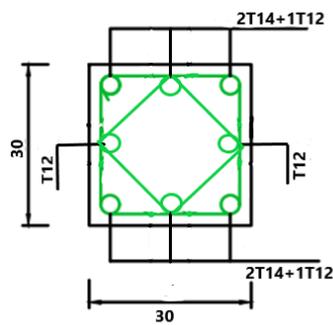


Figure V. 5: Schéma de ferrailage de poteau 30x30.

V.2. Ferrailage des poutres

V.2.1. 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.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple.

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$
 - Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 30MPa$; $\sigma_b = 14,17MPa$
 - Acier : $\gamma_{qs} = 1,15$; $f_e = 500MPa$; $\sigma_s = 435MPa$
- Situation accidentelle : $G+Q+E$
 - Béton : $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 30MPa$; $\sigma_b = 18,48MPa$
 - Acier : $\gamma_s = 1$; $f_e = 500MPa$; $\sigma_s = 500MPa$

V.2.2. Recommandation du "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.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\emptyset$ en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.2.3. Calcul du ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse 30x55).
- Sens non porteur (poutre secondaire 30x45).

Chapitre V : Ferrailages des éléments

Poutres principales (30x55) :

➤ Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau V. 15: Ferrailage des poutres principales (30x55) (situation durable)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
TRS	30x55	Travée	124,0291	5,77	0	7,425
		Appui	-143,0519	0	6,71	7,425
7 ^{ème}	30x55	Travée	131,2805	6,12	0	7,425
		Appui	-163,0157	0	7,71	7,425
6 ^{ème}	30x55	Travée	117,9312	5,47	0	7,425
		Appui	-164,6601	0	7,8	7,425
5 ^{ème}	30x55	Travée	103,9525	4,79	0	7,425
		Appui	-163,8444	0	7,75	7,425
4 ^{ème}	30x55	Travée	120,3402	5,59	0	7,425
		Appui	-171,3757	0	8,14	7,425
3 ^{ème}	30x55	Travée	116,3622	5,39	0	7,425
		Appui	-169,1521	0	8,02	7,425
2 ^{ème}	30x55	Travée	113,6724	5,26	0	7,425
		Appui	-170,8971	0	8,11	7,425
1 ^{er}	30x55	Travée	111,9592	5,18	0	7,425
		Appui	-170,1121	0	8,07	7,425

➤ Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V. 16: Ferrailage des poutres principales (30x55) (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
TRS	30x55	Travée	103,8019	4,1	0	7,425
		Appui	-226,9799	0	9,27	7,425
7 ^{ème}	30x55	Travée	100,879	3,98	0	7,425
		Appui	-230,5922	0	9,43	7,425
6 ^{ème}	30x55	Travée	116,9553	4,63	0	7,425
		Appui	-240,0579	0	9,85	7,425
5 ^{ème}	30x55	Travée	137,2045	5,47	0	7,425
		Appui	-241,427	0	9,91	7,425
4 ^{ème}	30x55	Travée	150,0629	6	0	7,425
		Appui	-241,7209	0	9,92	7,425
3 ^{ème}	30x55	Travée	153,0758	6,12	0	7,425
		Appui	-231,1585	0	9,46	7,425
2 ^{ème}	30x55	Travée	143,3044	5,72	0	7,425
		Appui	-215,6239	0	8,78	7,425
1 ^{er}	30x55	Travée	105,0759	4,15	0	7,425
		Appui	-177,9377	0	7,17	7,425

Chapitre V : Ferrailages des éléments

➤ Situation accidentelle : 0,8G+E

Tableau V. 17: Ferrailage des poutres principales (30x55) (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
TRS	30x55	Travée	80,7	3,17	0	7,425
		Appui	-198,2465	0	8,03	7,425
7 ^{ème}	30x55	Travée	105,2083	4,16	0	7,425
		Appui	-201,776	0	8,18	7,425
6 ^{ème}	30x55	Travée	127,3557	5,06	0	7,425
		Appui	-211,0327	0	8,58	7,425
5 ^{ème}	30x55	Travée	146,2524	5,84	0	7,425
		Appui	-213,142	0	8,67	7,425
4 ^{ème}	30x55	Travée	158,2598	6,34	0	7,425
		Appui	-211,7468	0	8,61	7,425
3 ^{ème}	30x55	Travée	160,2476	6,42	0	7,425
		Appui	-200,8967	0	8,15	7,425
2 ^{ème}	30x55	Travée	149,9138	5,99	0	7,425
		Appui	-183,0329	0	7,38	7,425
1 ^{er}	30x55	Travée	111,6522	4,42	0	7,425
		Appui	-148,8057	0	5,95	7,425

Choix des armatures :

Tableau V. 18: Choix des armatures pour les poutres principales (30 x 55)

Etage	Section (cm ²)	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)	Choix des armatures	A _s ^{adopté} (cm ²)
TRS	30x55	Travée	66	99	7,425	5,77	5T14	7,7
		Appui				9,27	5T16	10,05
7 ^{ème}	30x55	Travée	66	99	7,425	6,12	5T14	7,7
		Appui				9,43	5T16	10,05
6 ^{ème}	30x55	Travée	66	99	7,425	5,47	5T14	7,7
		Appui				9,85	5T16	10,05
5 ^{ème}	30x55	Travée	66	99	7,425	5,84	5T14	7,7
		Appui				9,91	5T16	10,05
4 ^{ème}	30x55	Travée	66	99	7,425	6,34	5T14	7,7
		Appui				9,92	5T16	10,05
3 ^{ème}	30x55	Travée	66	99	7,425	6,42	5T14	7,7
		Appui				9,46	5T16	10,05
2 ^{ème}	30x55	Travée	66	99	7,425	5,99	5T14	7,7
		Appui				8,78	3T16+2T14	9,11
1 ^{er}	30x55	Travée	66	99	7,425	5,18	5T14	7,7
		Appui				8,07	3T16+2T14	9,11

Chapitre V : Ferrailages des éléments

Poutres secondaires (30x45) :

➤ Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau V. 19: Ferrailage des poutres secondaires (30x45) (situation durable)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
TRS	30x45	Travée	78,4397	4,51	0	6,075
		Appui	-116,9272	0	6,9	6,075
7 ^{ème}	30x45	Travée	84,5353	4,88	0	6,075
		Appui	-81,7603	0	4,71	6,075
6 ^{ème}	30x45	Travée	118,7346	7,02	0	6,075
		Appui	-106,7585	0	6,25	6,075
5 ^{ème}	30x45	Travée	124,6654	7,4	0	6,075
		Appui	-99,9771	0	5,83	6,075
4 ^{ème}	30x45	Travée	51,0521	2,88	0	6,075
		Appui	-63,3212	0	3,6	6,075
3 ^{ème}	30x45	Travée	42,2172	2,37	0	6,075
		Appui	-54,4685	0	3,08	6,075
2 ^{ème}	30x45	Travée	41,8103	2,35	0	6,075
		Appui	-59,2739	0	3,36	6,075
1 ^{er}	30x45	Travée	47,4692	2,67	0	6,075
		Appui	-59,6711	0	3,39	6,075

➤ Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V. 20: Ferrailage des poutres secondaires (30x45) (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
TRS	30x45	Travée	64,9761	3,17	0	6,075
		Appui	-116,7631	0	9,27	6,075
7 ^{ème}	30x45	Travée	78,0515	3,83	0	6,075
		Appui	-158,8855	0	8,08	6,075
6 ^{ème}	30x45	Travée	119,4173	5,96	0	6,075
		Appui	-173,0861	0	8,86	6,075
5 ^{ème}	30x45	Travée	123,675	6,19	0	6,075
		Appui	-166,8974	0	8,51	6,075
4 ^{ème}	30x45	Travée	109,2532	5,43	0	6,075
		Appui	-141,3293	0	7,13	6,075
3 ^{ème}	30x45	Travée	92,4883	4,57	0	6,075
		Appui	-124,7584	0	6,25	6,075
2 ^{ème}	30x45	Travée	74,7754	3,67	0	6,075
		Appui	-102,9856	0	5,11	6,075
1 ^{er}	30x45	Travée	44,0591	2,13	0	6,075
		Appui	-73,7479	0	3,61	6,075

Chapitre V : Ferrailages des éléments

➤ Situation accidentelle : 0,8G+E

Tableau V. 21: Ferrailage des poutres secondaires (30x45) (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
TRS	30x45	Travée	50,7671	2,47	0	6,075
		Appui	-93,9023	0	4,64	6,075
7 ^{ème}	30x45	Travée	88,7259	4,37	0	6,075
		Appui	-147,8788	0	7,48	6,075
6 ^{ème}	30x45	Travée	107,9156	5,36	0	6,075
		Appui	-158,8428	0	8,07	6,075
5 ^{ème}	30x45	Travée	110,8299	5,52	0	6,075
		Appui	-152,5156	0	7,73	6,075
4 ^{ème}	30x45	Travée	111,7077	5,56	0	6,075
		Appui	-137,5871	0	6,93	6,075
3 ^{ème}	30x45	Travée	94,9297	4,69	0	6,075
		Appui	-120,9675	0	6,05	6,075
2 ^{ème}	30x45	Travée	76,241	3,74	0	6,075
		Appui	-99,6228	0	4,93	6,075
1 ^{ère}	30x45	Travée	45,779	2,22	0	6,075
		Appui	-65,5443	0	3,2	6,075

Choix des armatures :

Tableau V. 22: Choix des armatures pour les poutres secondaires (30 x 45)

Etage	Section (cm ²)	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)	Choix des armatures	A _s ^{adopté} (cm ²)
TRS	30x45	Travée	54	81	6,075	4,51	4T14	6,16
		Appui				9,27	3T16+3T12	9,42
7 ^{ème}	30x45	Travée	54	81	6,075	4,88	4T14	6,16
		Appui				8,08	3T16+2T12	8,29
6 ^{ème}	30x45	Travée	54	81	6,075	7,02	5T14	7,7
		Appui				8,86	3T16+2T14	9,11
5 ^{ème}	30x45	Travée	54	81	6,075	7,4	5T14	7,7
		Appui				8,51	3T16+2T14	9,11
4 ^{ème}	30x45	Travée	54	81	6,075	5,56	4T14	6,16
		Appui				7,13	5T14	7,7
3 ^{ème}	30x45	Travée	54	81	6,075	4,69	4T14	6,16
		Appui				6,25	4T14	6,16
2 ^{ème}	30x45	Travée	54	81	6,075	3,74	4T14	6,16
		Appui				5,11	4T14	6,16
1 ^{ère}	30x45	Travée	54	81	6,075	2,67	4T14	6,16
		Appui				3,61	4T14	6,16

Chapitre V : Ferrailages des éléments

Poutres en principales avec voiles (30x55) :

➤ Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau V. 23: Ferrailage des poutres principales avec voiles (30x55) (situation durable)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
TRS	30x55	Travée	63,2985	2,7	0	7,425
		Appui	-158,5444	0	7,48	7,425
7 ^{ème}	30x55	Travée	66,6059	3,02	0	7,425
		Appui	-147,9952	0	6,95	7,425
6 ^{ème}	30x55	Travée	66,0203	3	0	7,425
		Appui	-144,0892	0	6,76	7,425
5 ^{ème}	30x55	Travée	65,2689	2,96	0	7,425
		Appui	-136,1269	0	6,36	7,425
4 ^{ème}	30x55	Travée	63,1602	2,86	0	7,425
		Appui	-137,0492	0	6,41	7,425
3 ^{ème}	30x55	Travée	62,2638	2,82	0	7,425
		Appui	-129,779	0	6,05	7,425
2 ^{ème}	30x55	Travée	59,413	2,69	0	7,425
		Appui	-121,6264	0	5,65	7,425
1 ^{ère}	30x55	Travée	57,7376	2,61	0	7,425
		Appui	-113,1537	0	5,24	7,425

➤ Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V. 24: Ferrailage des poutres en principales avec voiles (30x55) (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
TRS	30x45	Travée	167,2896	6,72	0	7,425
		Appui	-324,7569	0	13,67	7,425
7 ^{ème}	30x55	Travée	194,5581	7,87	0	7,425
		Appui	-343,335	0	14,54	7,425
6 ^{ème}	30x55	Travée	206,8036	8,4	0	7,425
		Appui	-357,0072	0	15,19	7,425
5 ^{ème}	30x55	Travée	213,69	8,7	0	7,425
		Appui	-360,8018	0	15,37	7,425
4 ^{ème}	30x55	Travée	208,6519	8,48	0	7,425
		Appui	-356,0864	0	15,14	7,425
3 ^{ème}	30x55	Travée	194,0021	7,85	0	7,425
		Appui	-335,918	0	14,19	7,425
2 ^{ème}	30x55	Travée	157,15	6,29	0	7,425
		Appui	-300,8914	0	12,57	7,425
1 ^{ère}	30x55	Travée	105,333	4,16	0	7,425
		Appui	-240,2121	0	9,85	7,425

Chapitre V : Ferrailages des éléments

➤ Situation accidentelle : 0,8G+E

Tableau V. 25: Ferrailage des poutres en principales avec voiles (30x55) (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
TRS	30x55	Travée	184,9658	7,47	0	7,425
		Appui	-300,9884	0	12,58	7,425
7 ^{ème}	30x55	Travée	216,1964	8,81	0	7,425
		Appui	-317,086	0	13,32	7,425
6 ^{ème}	30x55	Travée	231,2355	9,46	0	7,425
		Appui	-330,98	0	13,96	7,425
5 ^{ème}	30x55	Travée	239,001	9,8	0	7,425
		Appui	-335,4908	0	14,17	7,425
4 ^{ème}	30x55	Travée	234,0493	9,58	0	7,425
		Appui	-330,6889	0	13,95	7,425
3 ^{ème}	30x55	Travée	218,5694	8,91	0	7,425
		Appui	-311,3508	0	13,05	7,425
2 ^{ème}	30x55	Travée	182,0581	7,34	0	7,425
		Appui	-275,9833	0	11,44	7,425
1 ^{ère}	30x55	Travée	125,3325	4,98	0	7,425
		Appui	-215,9713	0	8,8	7,425

Choix des armatures :

Tableau V. 26: Choix des armatures pour les poutres en principales avec voiles (30 x 55)

Etage	Section (cm ²)	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)	Choix des armatures	A _s ^{adopté} (cm ²)
TRS	30x55	Travée	66	99	7,425	7,47	5T14	7,7
		Appui				13,67	3T20+3T16	15,45
7 ^{ème}	30x55	Travée	66	99	7,425	8,81	5T16	10,05
		Appui				14,54	3T20+3T16	15,45
6 ^{ème}	30x55	Travée	66	99	7,425	9,46	5T16	10,05
		Appui				15,19	3T20+3T16	15,45
5 ^{ème}	30x55	Travée	66	99	7,425	9,8	5T16	10,05
		Appui				15,37	3T20+3T16	15,45
4 ^{ème}	30x55	Travée	66	99	7,425	9,58	5T16	10,05
		Appui				15,14	3T20+3T16	15,45
3 ^{ème}	30x55	Travée	66	99	7,425	8,91	5T16	10,05
		Appui				14,19	3T20+3T16	15,45
2 ^{ème}	30x55	Travée	66	99	7,425	7,34	5T16	10,05
		Appui				12,57	3T20+3T16	15,45
1 ^{ère}	30x55	Travée	66	99	7,425	4,98	5T14	7,7
		Appui				9,85	5T16	10,05

Chapitre V : Ferrailages des éléments

Poutres en secondaires avec voiles (30x45) :

➤ Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau V. 27: Ferrailage des poutres secondaires avec voiles (30x45) (situation durable)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
TRS	30x45	Travée	4,0707	0,22	0	6,075
		Appui	-8,0746	0	0,44	6,075
7 ^{ème}	30x45	Travée	2,4367	0,13	0	6,075
		Appui	-4,5486	0	0,25	6,075
6 ^{ème}	30x45	Travée	2,3272	0,13	0	6,075
		Appui	-4,7616	0	0,26	6,075
5 ^{ème}	30x45	Travée	2,547	0,14	0	6,075
		Appui	-4,2215	0	0,23	6,075
4 ^{ème}	30x45	Travée	2,5859	0,14	0	6,075
		Appui	-4,2785	0	0,23	6,075
3 ^{ème}	30x45	Travée	2,5727	0,14	0	6,075
		Appui	-4,0648	0	0,22	6,075
2 ^{ème}	30x45	Travée	2,5671	0,14	0	6,075
		Appui	-4,0795	0	0,22	6,075
1 ^{ère}	30x45	Travée	2,6134	0,14	0	6,075
		Appui	-3,7187	0	0,2	6,075

➤ Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V. 28: Ferrailage des poutres en secondaires avec voiles (30x45) (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
TRS	30x45	Travée	3,3475	0,16	0	6,075
		Appui	-6,3465	0	0,3	6,075
7 ^{ème}	30x45	Travée	2,281	0,11	0	6,075
		Appui	-4,3856	0	0,21	6,075
6 ^{ème}	30x45	Travée	2,0692	0,1	0	6,075
		Appui	-4,0761	0	0,19	6,075
5 ^{ème}	30x45	Travée	2,2142	0,11	0	6,075
		Appui	-3,9177	0	0,19	6,075
4 ^{ème}	30x45	Travée	2,4601	0,12	0	6,075
		Appui	-4,2443	0	0,2	6,075
3 ^{ème}	30x45	Travée	2,5612	0,12	0	6,075
		Appui	-4,515	0	0,22	6,075
2 ^{ème}	30x45	Travée	3,4037	0,16	0	6,075
		Appui	-4,8629	0	0,23	6,075
1 ^{ère}	30x45	Travée	2,3703	0,11	0	6,075
		Appui	-5,0125	0	0,24	6,075

Chapitre V : Ferrailages des éléments

➤ Situation accidentelle : 0,8G+E

Tableau V. 29: Ferrailage des poutres en secondaires avec voiles (30x45) (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
TRS	30x45	Travée	2,7862	0,13	0	6,075
		Appui	-5,1094	0	0,24	6,075
7 ^{ème}	30x45	Travée	1,9512	0,09	0	6,075
		Appui	-3,6894	0	0,18	6,075
6 ^{ème}	30x45	Travée	1,7546	0,08	0	6,075
		Appui	-3,3347	0	0,16	6,075
5 ^{ème}	30x45	Travée	1,8672	0,09	0	6,075
		Appui	-3,2594	0	0,16	6,075
4 ^{ème}	30x45	Travée	2,6254	0,13	0	6,075
		Appui	-3,636	0	0,17	6,075
3 ^{ème}	30x45	Travée	2,6957	0,13	0	6,075
		Appui	-3,8725	0	0,18	6,075
2 ^{ème}	30x45	Travée	3,5707	0,17	0	6,075
		Appui	-4,604	0	0,22	6,075
1 ^{ère}	30x45	Travée	2,4839	0,12	0	6,075
		Appui	-4,4376	0	0,21	6,075

Choix des armatures :

Tableau V. 30: Choix des armatures pour les poutres en secondaires avec voiles (30 x 45)

Etage	Section (cm ²)	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)	Choix des armatures	A _s ^{adopté} (cm ²)
TRS	30x45	Travée	54	81	6,075	0,22	6T12	6,79
		Appui				0,44	6T12	6,79
7 ^{ème}	30x45	Travée	54	81	6,075	0,13	6T12	6,79
		Appui				0,25	6T12	6,79
6 ^{ème}	30x45	Travée	54	81	6,075	0,13	6T12	6,79
		Appui				0,26	6T12	6,79
5 ^{ème}	30x45	Travée	54	81	6,075	0,14	6T12	6,79
		Appui				0,23	6T12	6,79
4 ^{ème}	30x45	Travée	54	81	6,075	0,14	6T12	6,79
		Appui				0,23	6T12	6,79
3 ^{ème}	30x45	Travée	54	81	6,075	0,14	6T12	6,79
		Appui				0,22	6T12	6,79
2 ^{ème}	30x45	Travée	54	81	6,075	0,17	6T12	6,79
		Appui				0,23	6T12	6,79
1 ^{ère}	30x45	Travée	54	81	6,075	0,14	6T12	6,79
		Appui				0,24	6T12	6,79

V.2.4. Les vérifications

V.2.4.1. Condition de non fragilité

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit satisfis la condition suivante :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28}=2,4\text{MPa} ; f_e= 500\text{MPa}$$

Tableau V. 31: Vérification de la condition de non fragilité des poutres

Section (cm ²)	$A_{s(\min)}^{\text{choisi}}$ (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Vérification
30x55	7,7	1,64	Vérifiée
30x45	6,16	1,34	Vérifiée

Les sections choisies sont tous supérieure à A_s^{\min} alors la condition est vérifiée.

V.2.4.2. Vérification vis à vis de l'E.L.S

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 :

- Peut nuisible : Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} fe; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} fe; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 18\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 215,54\text{MPa} \end{cases}$$

Chapitre V : Ferrailages des éléments

Poutres porteuses (30x55) :

Tableau V. 32: Vérification des poutres principales (30x55) à l'E.L.S

Etage	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
TRS	Travée	90,6875	7,87	18	-253,3	215,54	Non
	Appui	-104,8871	8,12		-214,4		
7 ^{ème}	Travée	95,7652	8,31	18	-267,5	215,54	Non
	Appui	-118,8837	9,4		-257,9		
6 ^{ème}	Travée	85,8004	7,44	18	-239,7	215,54	Non
	Appui	-119,6811	9,46		-259,6		
5 ^{ème}	Travée	75,4926	6,55	18	-210,9	215,54	Non
	Appui	-119,0854	9,42		-258,3		
4 ^{ème}	Travée	87,7994	7,62	18	-245,3	215,54	Non
	Appui	-124,3795	9,83		-269,8		
3 ^{ème}	Travée	84,8944	7,37	18	-237,1	215,54	Non
	Appui	-122,7684	9,71		-266,3		
2 ^{ème}	Travée	82,9271	7,2	18	-231,7	215,54	Non
	Appui	-124,2127	10,2		-295,7		
1 ^{ère}	Travée	81,7012	7,09	18	-228,2	215,54	Non
	Appui	-123,671	10,1		-294,4		

Remarque :

L'E.L.S ne vérifie pas donc on opte pour l'augmentation la section des armatures.

Choix des armatures :

Tableau V. 33: Correction des poutres principales

Etage	Position	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{add} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s ^{add} (MPa)	Vérifié
TRS	Travée	6T14=9,24	7,38	18	-213	215,54	Oui
	Appui	5T16=10,05	8,12		-214,4		
7 ^{ème}	Travée	5T16=10,05	7,57	18	-207,7	215,54	Oui
	Appui	6T16=12,06	8,84		-215		
6 ^{ème}	Travée	5T16=10,05	6,78	18	-186,1	215,54	Oui
	Appui	6T16=12,06	8,9		-215		
5 ^{ème}	Travée	5T16=10,05	5,97	18	-163,8	215,54	Oui
	Appui	6T16=12,06	8,86		-215		
4 ^{ème}	Travée	3T16+2T14=9,11	7,18	18	-209	215,54	Oui
	Appui	2T20+1T16+3T14=12,83	9,07		-214,2		
3 ^{ème}	Travée	3T16+2T14=9,11	6,94	18	-202,1	215,54	Oui
	Appui	2T20+1T16+3T14=12,83	8,95		-211,4		
2 ^{ème}	Travée	3T16+2T14=9,11	6,78	18	-179,4	215,54	Oui
	Appui	2T20+1T16+3T14=12,83	9,06		-213,9		
1 ^{ère}	Travée	3T16+2T14=9,11	6,68	18	-194,5	215,54	Oui
	Appui	2T20+1T16+3T14=12,83	9,02		-212,9		

Chapitre V : Ferrailages des éléments

Poutres secondaires (30x45) :

Tableau V. 34: Vérification des poutres secondaires (30x45) à l'E.L.S

Etage	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifié
TRS	Travée	57,5008	7,67	18	-248,5	215,54	Non
	Appui	-85,8216	9,9		-247,9		
7 ^{ème}	Travée	61,9186	8,26	18	-267,6	215,54	Non
	Appui	-59,7031	7,18		-194,6		
6 ^{ème}	Travée	86,6786	10,7	18	-303	215,54	Non
	Appui	-77,9155	9,08		-232,3		
5 ^{ème}	Travée	90,4672	11,2	18	-316,2	215,54	Non
	Appui	-72,6967	8,48		-216,7		
4 ^{ème}	Travée	37,1041	4,78	18	-146,1	215,54	Oui
	Appui	-46,1344	5,69		-161,3		
3 ^{ème}	Travée	30,709	3,96	18	-121	215,54	Oui
	Appui	-39,6413	5,11		-156,1		
2 ^{ème}	Travée	30,4149	3,92	18	-119,8	215,54	Oui
	Appui	-43,1542	5,56		-170		
1 ^{ère}	Travée	34,4866	4,45	18	-135,8	215,54	Oui
	Appui	-43,4413	5,6		-171,1		

Remarque :

L'E.L.S ne vérifie pas donc on opte pour l'augmentation la section des armatures.

Choix des armatures :

Tableau V. 35: Correction des poutres secondaires

Etage	Position	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{add} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s ^{add} (MPa)	Vérifié
TRS	Travée	5T14=7,7	7,1	18	-201	215,54	Oui
	Appui	5T16+1T14=11,59	9,26		-203,8		
7 ^{ème}	Travée	5T16+1T14=11,59	6,68	18	-147,1	215,54	Oui
	Appui	5T16=10,05	6,74		-162,2		
6 ^{ème}	Travée	5T16+1T14=11,59	9,35	18	-205,9	215,54	Oui
	Appui	5T16=10,05	8,8		-211,7		
5 ^{ème}	Travée	5T16+1T14=11,59	9,76	18	-214,9	215,54	Oui
	Appui	5T16=10,05	8,21		-197,5		
4 ^{ème}	Travée	6T12=6,79	4,95	18	-160,3	215,54	Oui
	Appui	5T14=7,7	5,69		-161,3		
3 ^{ème}	Travée	6T12=6,79	3,96	18	-121	215,54	Oui
	Appui	6T12=6,79	5,11		-156,1		
2 ^{ème}	Travée	6T12=6,79	3,92	18	-119,8	215,54	Oui
	Appui	6T12=6,79	5,56		-170		
1 ^{ère}	Travée	6T12=6,79	4,45	18	-135,8	215,54	Oui
	Appui	6T12=6,79	5,6		-171,1		

Chapitre V : Ferrailages des éléments

Poutres principales avec voiles (30x55) :

Tableau V. 36: Vérification des poutres principales avec voiles (30x55) à l'E.L.S

Etage	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
TRS	Travée	46,3664	4,02	18	-129,5	215,54	Oui
	Appui	-115,7464	7,96		-167,3		
7 ^{ème}	Travée	48,5142	3,84	18	-105,2	215,54	Oui
	Appui	-107,523	7,39		-155,4		
6 ^{ème}	Travée	48,0938	3,8	18	-104,3	215,54	Oui
	Appui	-104,6723	7,2		-151,3		
5 ^{ème}	Travée	47,544	3,76	18	-103,1	215,54	Oui
	Appui	-98,874	6,8		-142,9		
4 ^{ème}	Travée	46,0071	3,64	18	-99,8	215,54	Oui
	Appui	-99,868	6,87		-144,3		
3 ^{ème}	Travée	45,354	3,59	18	-98,4	215,54	Oui
	Appui	-94,5265	6,5		-136,6		
2 ^{ème}	Travée	43,2767	3,42	18	-93,9	215,54	Oui
	Appui	-88,5755	6,09		-128		
1 ^{ère}	Travée	42,0722	3,65	18	-117,5	215,54	Oui
	Appui	-82,2278	6,5		-178,4		

Poutres secondaires avec voiles (30x45) :

Tableau V. 37: Vérification des poutres secondaires avec voiles (30x45) à l'E.L.S

Etage	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
TRS	Travée	3,0189	0,39	18	-11,9	215,54	Oui
	Appui	-5,9741	0,77		-23,5		
7 ^{ème}	Travée	1,8089	0,23	18	-7,13	215,54	Oui
	Appui	-3,3662	0,43		-13,3		
6 ^{ème}	Travée	1,7282	0,22	18	-6,81	215,54	Oui
	Appui	-3,5219	0,45		-13,9		
5 ^{ème}	Travée	1,89	0,24	18	-7,44	215,54	Oui
	Appui	-3,1229	0,4		-12,3		
4 ^{ème}	Travée	1,9163	0,25	18	-7,55	215,54	Oui
	Appui	-3,1633	0,41		-12,5		
3 ^{ème}	Travée	1,9071	0,25	18	-7,51	215,54	Oui
	Appui	-3,0052	0,39		-11,8		
2 ^{ème}	Travée	1,903	0,25	18	-7,5	215,54	Oui
	Appui	-3,0159	0,39		-11,9		
1 ^{ère}	Travée	1,9366	0,25	18	-7,63	215,54	Oui
	Appui	-2,7512	0,35		-10,8		

V.2.4.3. Vérification de l'effort tranchant

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.

Selon CBA93[6] fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,10 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = 2,609MPa$$

Tableau V. 38: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres

Etage	Section (cm ²)	T _{u max} (kN)	τ _u (MPa)	τ _u CBA93 (MPa)	Vérification
1 ^{ere} -TRS	PP (30x55)	174,6035	1,176	2,609	Ok
	PNP (30x45)	206,5188	1,699	2,609	Ok
	PPV (30x55)	201,4578	1,357	2,609	Ok
	PNPV (30x45)	13,4677	0,111	2,609	Ok

V.2.5. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 (f_e=500MPa).

➤ Selon le BAEL 91 modifié 99 [5] :

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

➤ Selon le RPA 99/ Version 2003 [1] :

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

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,57\text{cm}$$

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,28\text{cm}$$

On prend : $\phi_t=8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 39: Calcul des armatures transversales

Poutres	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{min} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)Z.N	St(cm)Z.C	Z.N	Z.C		
30x55	174,6035	1,176	40	13,75	27,5	13,75	27,5	2,475	2T12+1T10
30x45	206,5188	1,699	36,45	11,25	22,5	11,25	22,5	2,025	2T10+1T8
30x55	201,4578	1,357	40	13,75	27,5	13,75	27,5	2,475	2T12+1T10
30x45	13,4677	0,111	36,45	11,25	22,5	11,25	22,5	2,025	2T10+1T8

V.2.6. Recouvrement des armatures longitudinales

L_r=50Ø (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

Ø=20mm.....L_r=100cm

Ø=16mm.....L_r=80cm

Ø=14mm.....L_r=70cm

Ø=12mm.....L_r=60cm

V.2.7. Vérification de la flèche

➤ D'après BAEL 91 modifié 99 [5] :

On doit vérifier : $\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$

- $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$ Si $L > 5,00 \text{ m}$
- $\bar{f} = \frac{L}{500}$ Si $L < 5,00 \text{ m}$
- $f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}}$; $f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$

Avec
$$\begin{cases} I_{Fi} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \\ I_{Fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} \end{cases} \text{ et } \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

- $\rho = A_s / (b \times d)$
- $\lambda_i = (0,05 \cdot f_{t28}) / \rho(2 + 3b_o/b)$
- $\lambda_v = (0,02 \times f_{t28}) / \rho(2 + 3b_o/d) = 2/5 \lambda_i$
- I_0 : Le moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec $\eta = 15$.
- $E_v = 1/3 E_i$

Remarque :

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

Le programme flèche permet de calculer la flèche d'une poutre ou d'une console de section rectangulaire ou en té à l'état limite de service.

Les calculs sont conduits selon la méthode exposée à l'article B.6.5.2 des règles BAEL 91 modifié 99 [5] :

Tableau V. 40: Vérification de la flèche pour les poutres

Niveau	Section (cm ²)	Δf (mm)	f^{add} (mm)	Observation
1 ^{er} ---TRS	PP (30x55)	6,656	7,55	Vérifier
	PNP (30x45)	4,639	9,8	Vérifier
	PPV (30x55)	2,178	7,55	Vérifier
	PNPV (30x45)	0,14	9,8	Vérifier

V.2.8. Schéma de ferrailage

- Poutre principale 30x55 :

➤ TRS :

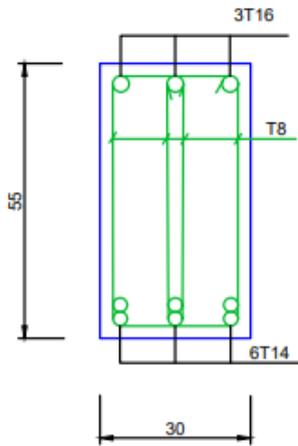


Figure V.6: Schéma de ferrailage de la poutre principal de TRS sur travée.

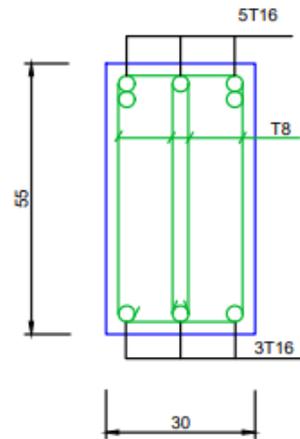


Figure V.7: Schéma de ferrailage de la poutre principal de TRS sur appuis.

➤ 7^{eme}, 6^{eme}, 5^{eme} etage :

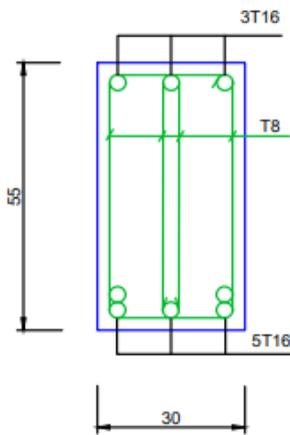


Figure V.8 : Schéma de ferrailage de la poutre principal sur travée.

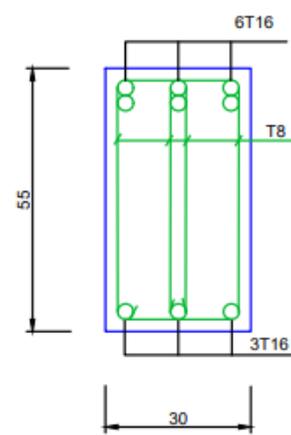


Figure V.9 : Schéma de ferrailage de la poutre principal sur appuis.

➤ 4^{eme}, 3^{eme}, 2^{eme}, 1^{eme} etage :

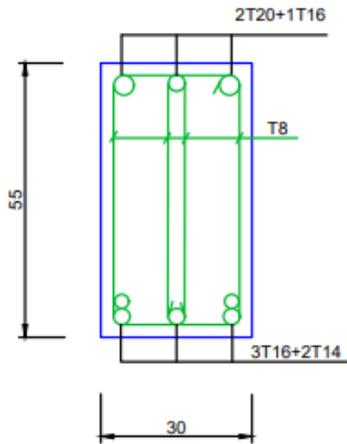


Figure V.10 : Schéma de ferrailage de la poutre principale sur travée.

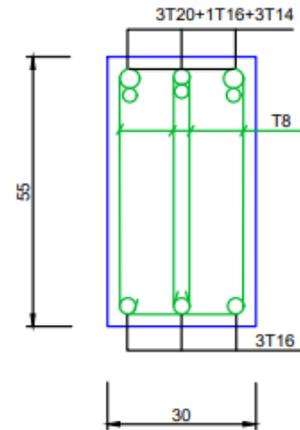


Figure V.11: Schéma de ferrailage de la poutre principale sur appuis.

- Poutre secondaires 30x45 :

➤ TRS :

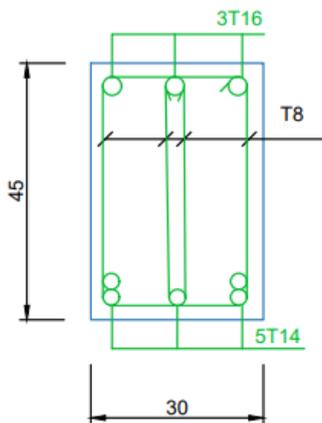


Figure V.12 : Schéma de ferrailage de la poutre principale de TRS sur travée.

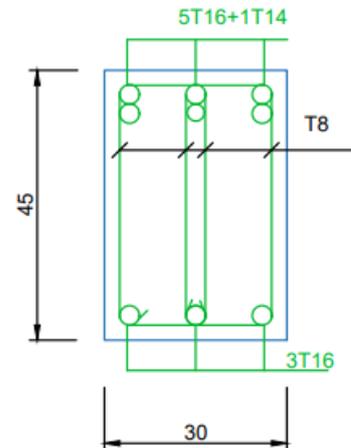


Figure V.13: Schéma de ferrailage de la poutre principale de TRS sur appuis.

➤ 7^{eme}, 6^{eme}, 5^{eme} etage :

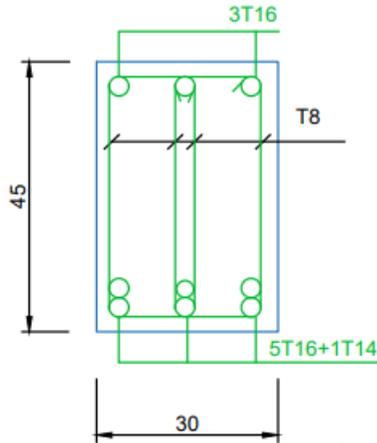


Figure V.14: Schéma de ferrailage de la poutre principal sur travée.

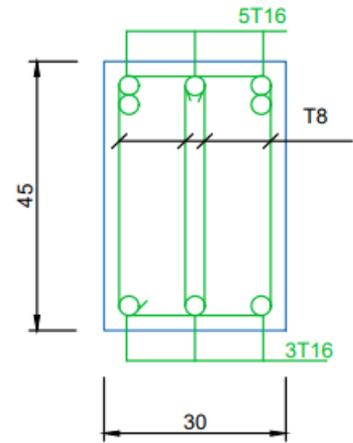


Figure V.15: Schéma de ferrailage de la poutre principal sur appuis.

➤ 4^{eme} etage :

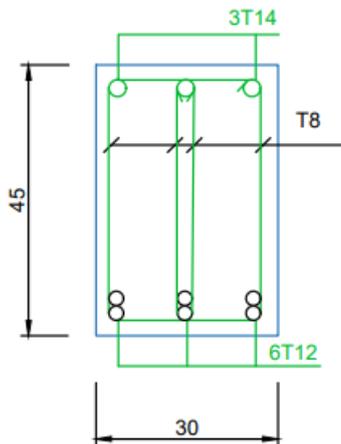


Figure V.16: Schéma de ferrailage de la poutre principal sur travée.

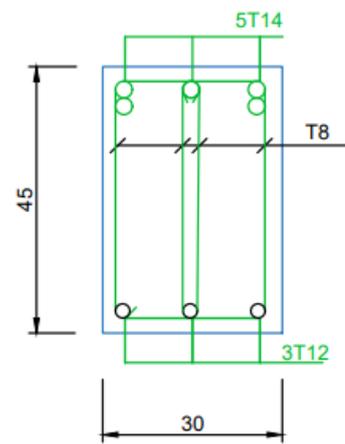


Figure V.17: Schéma de ferrailage de la poutre principal sur appuis.

➤ 3^{eme}, 2^{eme}, 1^{eme} etage :

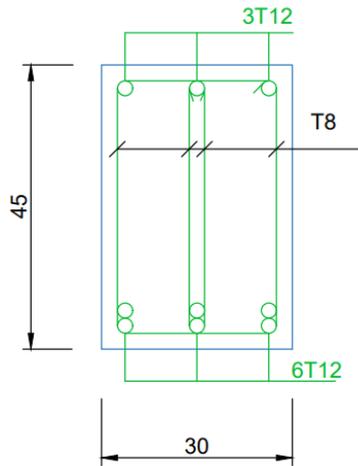


Figure V.18: Schéma de ferrailage de la poutre principal sur travée.

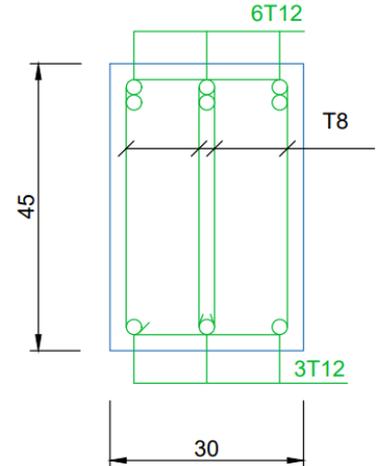


Figure V.19: Schéma de ferrailage de la poutre principal sur appuis.

- Poutre principales avec voiles 30x55 :

➤ TRS :

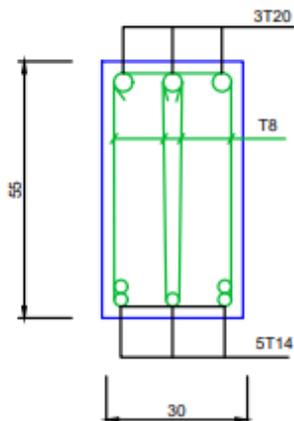


Figure V.20: Schéma de ferrailage de la poutre principal sur travée.

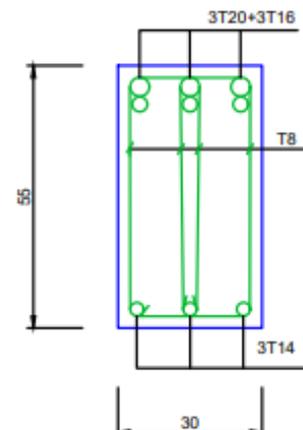


Figure V.21: Schéma de ferrailage de la poutre principal sur appuis.

➤ 7^{eme}, 6^{eme}, 5^{eme} etage :

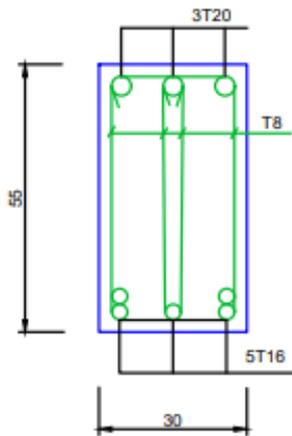


Figure V.22: Schéma de ferrailage de la poutre principale sur travée.

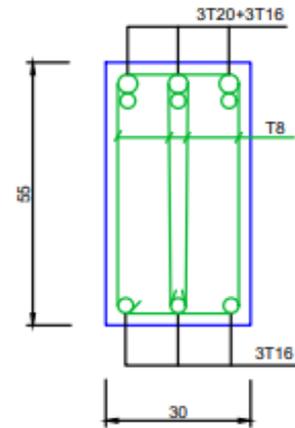


Figure V.23: Schéma de ferrailage de la poutre principale sur appuis.

➤ 1^{eme} etage :

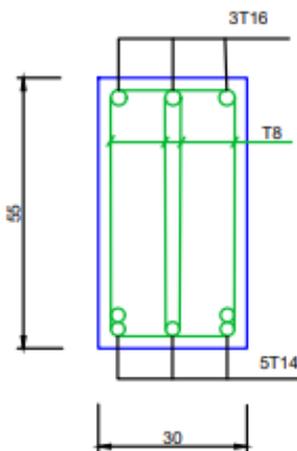


Figure V.24: Schéma de ferrailage de la poutre principale sur travée.

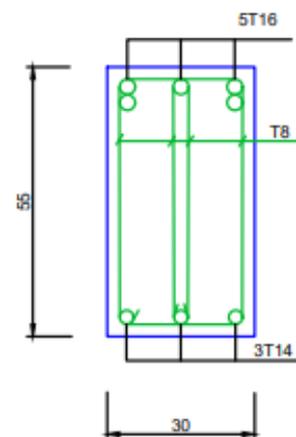


Figure V.25 : Schéma de ferrailage de la poutre principale sur appuis.

- **Poutre secondaires avec voiles 30x45 :**

➤ *TRS ,7^{eme} ,6^{eme} ,5^{eme} ,4^{eme} ,3^{eme} , 2^{eme} 1^{eme} etage :*

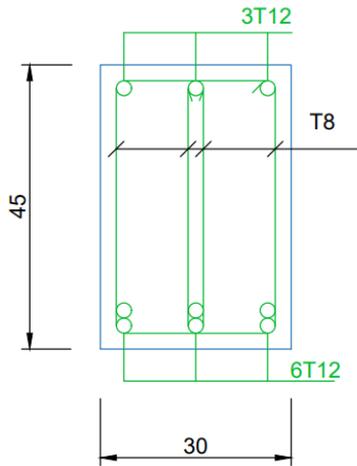


Figure V.26: Schéma de ferrailage de la poutre principal sur travée.

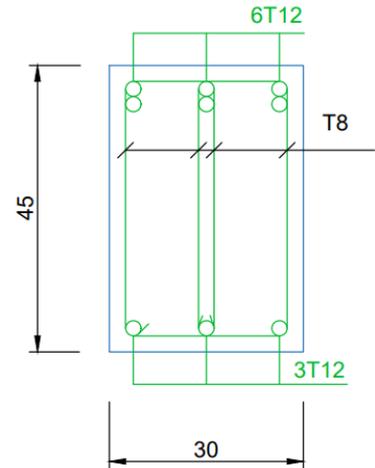


Figure V.27: Schéma de ferrailage de la poutre principal sur appuis.

V.3.Ferrailage des voiles

V.3.1. Introduction

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

V.3.2. Méthode de calcul

Les voiles seront étudiés par deux méthodes, la méthode réglementaire (méthode du code ACI-318-11 [8]) (voir annexe 10.1),

Le voile est considéré comme un élément vertical sollicité en flexion composée.

Les différentes étapes de calcul et vérifications pour cette méthode seront effectuées selon le code américain (American code institut 318-11 [8]), tout en faisant référence aux recommandations des RPA99/ Version 2003 [1], CBA93 règles de conception et de calcul des structures en béton armé DTRB-C 2.4.2 règles de conception et de calcul des paroi et mur en béton banche

Un voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme.
- Résistance à l'effort normale
- Résistance à l'effort tranchant.
- Résistance en flexion composée

V.3.3. Recommandations du RPA99

V.3.3.1. Les linteaux (RPA99 version2003 (article 7.7.3))

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion ;
- Des aciers transversaux ;
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) ;
- Des armatures diagonales (si nécessaire).

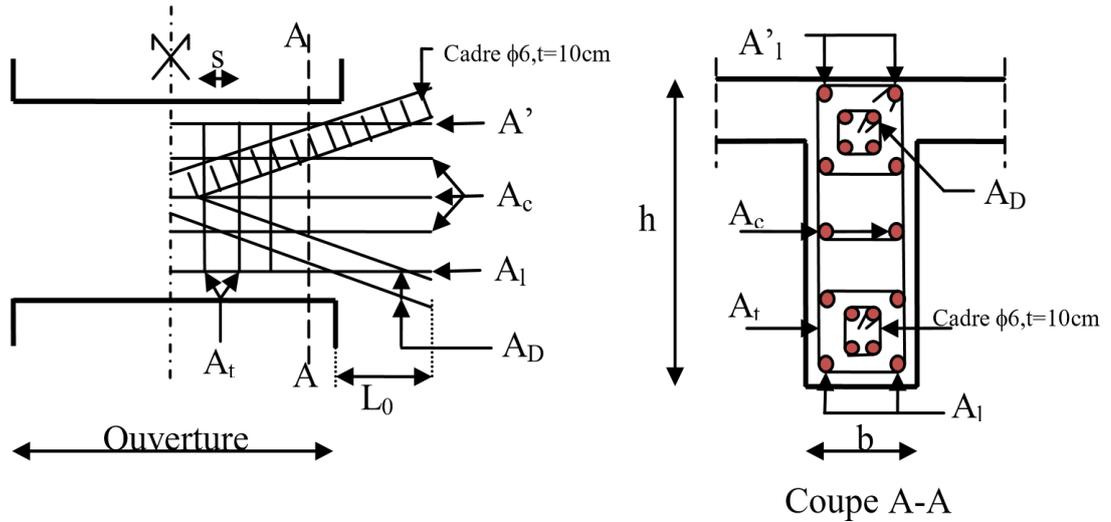


Figure V. 6: Ferrailage du linteau.

a) Armature longitudinales :

$$(A_1, A'_1) \geq 0,0015 \cdot b \cdot h \quad (0,15\%)$$

b) armature transversale :

$$A_t \geq 0,0015 \cdot b \cdot s \quad (0,15\%) \quad \text{Pour } \tau_U \leq 0,025 f_{c28}$$

$$A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot s \quad (0,25\%) \quad \text{Pour } \tau_U > 0,025 f_{c28}$$

$$\text{Ou } \tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \text{ avec } \bar{V} = 1,4V_u$$

b: Épaisseur de linteaux ou de voile

d: Hauteur utile=0,9h

h: Hauteur total de la section brute

s: Espacement des armatures transversales

c) Armatures en section courante (armature de peau) :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

d) Armatures diagonales :

Elles sont a disposé obligatoirement si $\tau_U > 0,06 f_{c28}$ si non on ne met pas des armatures diagonales.

$$A_D \geq 0,0015 \cdot b \cdot h$$

V.3.3.2. Les trumeaux (voiles pleines) : (RPA99 version2003 (articles 7.7.4)

On devra disposer :

- ✓ Des aciers verticaux de flexion ;
 - ✓ Des aciers horizontaux.
- **Aciers verticaux :**

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sou l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{\min} = 0,2\% \times l_t \times e$$

l_t : Longueur de la zone tendue
 e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

➤ **Aciers horizontaux :**

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10

A. Règles communes : (article 7.7.4.3)

a) 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 %

b) L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

- $S \leq 1,5 a$
- $S \leq 30\text{cm}$

c) 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.

d) 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 repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vg} = 1,1 V$ fe Avec $V = 1,4V_u$

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

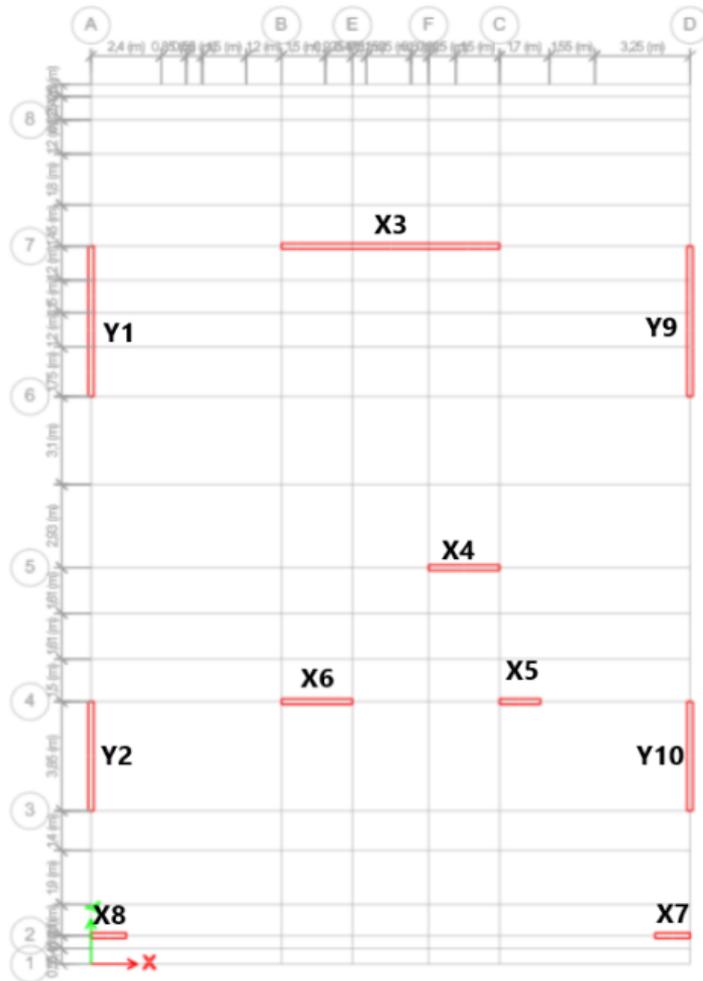


Figure V. 7: Disposition les voiles

Tableau V. 41: Les longueurs des Noyaux

Voile	L(m)	Voile	L(m)
V1	5,3	V6	2,425
V2	3,85	V7	1,2
V3	7,45	V8	1,2
V4	2,425	V9	5,3
V5	1,4	V10	3,85

Chapitre V : Ferrailages des éléments

Sollicitations de calcul :

Voiles pleines // a (yy') :

Voile Y1 :

Tableau V. 42: Les moments et les efforts de voile Y1

Niveau	Nmax	Mcor	Mmax	Ncor	Nmin	Mcor	V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	-1814,0101	5931,8969	12017,565	-1796,5775	236,9637	11977,0316	1620,939
1er étage	-1636,4469	4941,5337	9695,1287	-1621,723	227,7117	9674,771	1578,03
2ème étage	-1408,5839	3456,1043	7539,3092	-1398,0285	200,094	7506,4474	1389,757
3ème étage	-1218,0435	2523,4731	6137,2152	-1209,0699	174,4653	6097,0874	1259,263
4ème étage	-975,77	1540,0934	4250,5673	-974,6692	132,5185	4215,984	998,4372
5ème étage	-771,1767	2997,521	2997,521	-771,1767	99,837	1138,4872	833,8851
6ème étage	-530,7356	1623,5514	1623,5514	-530,7356	64,8582	711,8119	513,8153
7ème étage	-257,447	704,3299	745,4147	14,0006	26,0186	490,0937	305,9754

Voile Y2 :

Tableau V. 43: Les moments et les efforts de voile Y2

Niveau	Nmax	Mcor	Mmax	Ncor	Nmin	Mcor	V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	-1607,7008	5508,6593	5508,6593	-1607,7008	486,0496	2700,721	1021,2714
1er étage	-1496,3609	4047,8276	4047,8276	-1496,3609	477,6614	2121,284	832,194
2ème étage	-1280,2319	3106,8304	3106,8304	-1280,2319	410,8628	1397,2085	716,9138
3ème étage	-1147,0106	2597,4383	2597,4383	-1147,0106	361,1568	1029,7676	666,1027
4ème étage	-923,1032	1807,0856	1807,0856	-923,1032	276,4353	604,4503	531,5209
5ème étage	-755,6247	1342,0572	1342,0572	-755,6247	206,972	509,3109	479,7582
6ème étage	-511,2228	781,609	781,609	-511,2228	118,5159	314,7472	322,1462
7ème étage	-247,9097	404,1607	404,1607	-247,9097	41,7148	230,9087	185,3042

Chapitre V : Ferrailages des éléments

Voile Y9 :

Tableau V. 44: Les moments et les efforts de voile Y9

Niveau	Nmax	Mcor	Mmax	Ncor	Nmin	Mcor	V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	-1814,0101	5931,8969	12017,565	-1796,5775	236,9637	11977,0316	1620,939
1er étage	-1636,4469	4941,5337	9695,1287	-1621,723	227,7117	9674,771	1578,03
2ème étage	-1408,5839	3456,1043	7539,3092	-1398,0285	200,094	7506,4474	1389,757
3ème étage	-1218,0435	2523,4731	6137,2152	-1209,0699	174,4653	6097,0874	1259,263
4ème étage	-975,77	1540,0934	4250,5673	-974,6692	132,5185	4215,984	998,4372
5ème étage	-771,1767	2997,521	2997,521	-771,1767	99,837	1138,4872	833,8851
6ème étage	-530,7356	1623,5514	1623,5514	-530,7356	64,8582	711,8119	513,8153
7ème étage	-257,447	704,3299	745,4147	14,0006	26,0186	490,0937	305,9754

Voile Y10 :

Tableau V. 45: Les moments et les efforts de voile Y10

Niveau	Nmax	Mcor	Mmax	Ncor	Nmin	Mcor	V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	-1607,7008	5508,6593	5508,6593	-1607,7008	486,0496	2700,721	1021,2714
1er étage	-1496,3609	4047,8276	4047,8276	-1496,3609	477,6614	2121,284	832,194
2ème étage	-1280,2319	3106,8304	3106,8304	-1280,2319	410,8628	1397,2085	716,9138
3ème étage	-1147,0106	2597,4383	2597,4383	-1147,0106	361,1568	1029,7676	666,1027
4ème étage	-923,1032	1807,0856	1807,0856	-923,1032	276,4353	604,4503	531,5209
5ème étage	-755,6247	1342,0572	1342,0572	-755,6247	206,972	509,3109	479,7582
6ème étage	-511,2228	781,609	781,609	-511,2228	118,5159	314,7472	322,1462
7ème étage	-247,9097	404,1607	404,1607	-247,9097	41,7148	230,9087	185,3042

Chapitre V : Ferrailages des éléments

Voile X3 :

Tableau V. 46: Les moments et les efforts de voile X3

Niveau	Nmax	Mcor	Mmax	Ncor	Nmin	Mcor	V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	-4392,831	11682,3768	11682,3768	-4392,831	105,1858	146,8237	2062,9473
1er étage	-4010,5658	8144,1343	8144,1343	-4010,5658	106,4135	102,2165	2315,6678
2ème étage	-3545,9112	5924,4177	5924,4177	-3545,9112	102,0573	70,6478	1895,0325
3ème étage	-3087,8063	4341,1628	4343,4213	-2136,4348	96,7416	46,476	1615,6214
4ème étage	-2557,9396	2720,1238	2742,172	-1775,9635	87,7673	23,306	1187,919
5ème étage	-2002,0538	1805,7405	1847,5736	-1397,6627	76,5109	15,0812	975,4806
6ème étage	-1381,8162	1080,1377	1136,4662	-957,0578	59,9042	17,7506	563,3757
7ème étage	-613,0988	835,3906	919,5423	-641,87	42,2188	20,5656	398,4133

Voile X4 :

Tableau V. 47: Les moments et les efforts de voile X4

Niveau	Nmax	Mcor	Mmax	Ncor	Nmin	Mcor	V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	-1616,8635	118,1523	2639,326	-305,0387	240,4603	2612,7188	671,2906
1er étage	-1487,199	135,3356	1368,1526	-821,142	-316,8485	1329,1767	466,1394
2ème étage	-1312,6377	88,9409	946,1652	-867,0909	-424,2119	920,2476	374,3054
3ème étage	-1166,602	106,7394	850,4379	-896,6152	-506,449	818,3716	402,3304
4ème étage	-960,9367	69,9001	538,1481	-789,6633	-472,5895	517,2025	291,3987
5ème étage	-768,3701	80,5188	546,2782	-674,2087	-425,7549	521,7396	344,4484
6ème étage	-525,8878	48,5088	285,6409	-460,7223	-296,3884	270,5061	226,0673
7ème étage	-289,581	69,1894	183,1	-245,1082	48,2965	116,1998	178,4192

Chapitre V : Ferrailages des éléments

Voile X5 :

Tableau V. 48: Les moments et les efforts de voile X5

Niveau	Nmax	Mcor	Mmax	Ncor	Nmin	Mcor	V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	-1205,9263	-35,1299	869,1136	-66,1112	-66,1112	869,1136	236,0283
1 ^{er} étage	-1114,947	-41,7854	350,8226	-397,5702	-397,5702	350,8226	152,2167
2 ^{ème} étage	-973,9075	-15,5169	388,2997	-373,2801	-373,2801	388,2997	193,707
3 ^{ème} étage	-865,4506	-22,6661	390,5169	-398,5986	-398,5986	390,5169	230,1042
4 ^{ème} étage	-702,1566	1,1586	306,1482	-341,8418	-341,8418	306,1482	187,29
5 ^{ème} étage	-559,7708	-9,2659	356,310	-301,807	-301,807	356,3103	240,5715
6 ^{ème} étage	-374,6875	10,7073	231,1742	-223,2617	-223,2617	231,1742	166,5451
7 ^{ème} étage	-194,8555	3,6298	298,8604	-119,7108	-119,7108	298,8604	236,0283

Voile X6 :

Tableau V. 49: Les moments et les efforts de voile X6

Niveau	Nmax	Mcor	Mmax	Ncor	Nmin	Mcor	V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	-2102,3705	28,1998	2876,5531	-304,7639	-304,7639	2876,5531	676,5748
1 ^{er} étage	-1114,947	-41,7854	1436,1949	-887,7149	-397,5702	350,8226	447,8999
2 ^{ème} étage	-1928,0609	-21,5306	1000,9563	-916,2498	-887,7149	1436,1949	352,7792
3 ^{ème} étage	-1468,4791	-18,8013	864,2151	-883,2878	-883,2878	864,2151	400,5176
4 ^{ème} étage	-1185,9592	24,8111	579,0533	-1054,5911	-678,1568	574,6583	297,7799
5 ^{ème} étage	-928,7868	6,2326	584,2114	-496,8584	-496,8584	584,2114	380,0234
6 ^{ème} étage	-618,6156	37,7367	334,6434	-471,0432	-280,4753	326,2828	271,6012
7 ^{ème} étage	-315,6312	40,4675	298,8604	-119,7108	-123,9917	203,431	240,7712

Voile X7 :

Tableau V. 50: Les moments et les efforts de voile X7

Niveau	Nmax	Mcor	Mmax	Ncor	Nmin	Mcor	V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	-385,4794	94,1155	822,1046	-27,67	135,7088	794,3347	287,5391
1er étage	-333,8736	343,3428	343,3428	-333,8736	-164,0824	69,9546	157,3362
2 ^{ème} étage	-265,2252	363,7503	363,7503	-265,2252	-115,6903	63,3301	191,8356
3 ^{ème} étage	-213,7459	354,1038	354,1038	-213,7459	-72,2331	81,5824	206,1838
4 ^{ème} étage	-93,2131	300,91	300,91	-93,2131	-19,3347	64,2632	192,1395

Voile X8 :

Tableau V. 51: Les moments et les efforts de voile X8

niveau	Nmax	Mcor	Mmax	Ncor	Nmin	Mcor	V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	-382,1857	-60,3916	694,442	129,3413	129,3413	694,442	220,513
1er étage	-334,631	141,7098	175,4358	-194,864	-161,7135	-61,8139	60,6809
2 ^{ème} étage	-263,7699	196,5718	224,2799	-153,2163	-113,083	-44,4499	99,2228
3 ^{ème} étage	-209,368	125,6236	162,699	-123,4237	-70,0173	-74,7257	78,2319
4 ^{ème} étage	-89,4828	202,7201	222,2193	-46,7542	-19,0703	4,6031	153,1193

V.3.4. Calcul de ferrailage

V.3.4.1. Voile pleine

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant avec :

V.3.4.2. Vérification de la contrainte cisaillement

D'après le RPA99/version2003, on a :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} < \bar{\tau}_u(\text{MPa}) = 0,3 f_{c28} = 6$$

Avec $V = 1,4V_u$

b : épaisseur du voile

d : hauteur utile = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute

Calculer armature vertical Av

$$A_v = \frac{Nt}{\sigma_s}$$

Nt : effort de traction en (kN) ; $\sigma_s : \frac{f_e}{\gamma_s}$ (MPa)

$$Nt = \frac{1}{2} \times |\sigma^- \times e \times Lt|$$

e : épaisseur de voile

$$\sigma^- = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} \times Y$$

$$\sigma^+ = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \times Y$$

σ^- : contrainte limite de traction (MPa)

σ^+ : contrainte limite de compression (MPa)

N : effort normal kN

M : moment de flexion kN.m

A : surface de section m²

I : moment d'inertie m⁴

Y : bras de levier m

$$Lt = \frac{L}{\left| \frac{\sigma^+}{\sigma^-} \right| + 1} \quad Lc = \frac{L}{\left| \frac{\sigma^-}{\sigma^+} \right| + 1}$$

L : longueur de voile

Lt : longueur de la zone tendue

Lc : longueur de la zone comprimée

$$A_{vmin} = 0,15\% \times e \times L$$

$$A_{Hcal} = \frac{e \times ST \times \tau_u}{0,8 f_e}$$

Ferrailages des linteaux : Nous proposons le calcul détaillé de linteau au niveau de zone I

Exemples de calcul : Nous proposons le calcul détaillé pour Noyau Y

Exemple01 : Y1 : ep = 20 cm ; L = 5.85 m ; c= 0,1 m

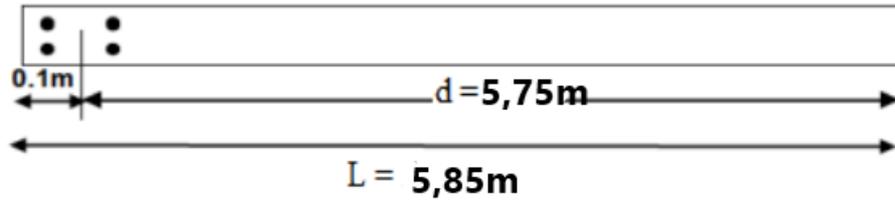


Figure V. 8: Schéma de voile

$$\begin{aligned}
 N_{\text{cor}} &= -1796,5775 \text{ kN.} \\
 M_{\text{max}} &= 12017,565 \text{ kN.m}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} N_{\text{cor}} \\ M_{\text{max}} \end{aligned}} \right\} \text{ situation accidentelle (G+Q-Ey)}$$

$$\sigma^- = \frac{-1796,5775}{0,2 \times 5,85} - \frac{12017,565}{3,337} \times 2,925 = -12069,36$$

$$\sigma^+ = \frac{-1796,5775}{0,2 \times 5,85} + \frac{12017,565}{3,337} \times 2,925 = 8998,289$$

$$Lt = \frac{5,85}{\left| \frac{8998,289}{-12069,36} \right| + 1} = 3,351 \text{ m} \qquad Lc = \frac{5,85}{\left| \frac{-10538,806}{7467,734} \right| + 1} = 2,426 \text{ m}$$

$$Nt = \frac{1}{2} \times |-12069,36 \times 0,2 \times 3,351| = 4044,904 \text{ kN}$$

$$Av = \frac{4044,904 \times 10^3}{500} \times 10^{-2} = 80,9036 \text{ cm}^2$$

$$Av \text{ cal/ face} = \frac{80,9036}{2} = 40,4518 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte cisaillement :

D'après le RPA99/version2003, on a :

$$\tau_u = \frac{1,4 \times 1620,939 \times 10^3}{200 \times 5850} = 2,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u (\text{MPa}) = 0,3 f_{c28} = 6 \text{ MPa}$$

La condition de la contrainte de cisaillement est vérifiée.

Calcul des armatures :

$$\tau_u = 2,15 \text{ MPa} \leq \tau_u = 0,06 \times 30 = 1,8 \text{ MPa}$$

Section minimal exigé par le RPA99/version 2003 :

$$Av_{\text{min}} = 0,2\% \times 20 \times 585 = 23,4 \text{ cm}^2$$

Calcul de AH :

$$\tau_u = 2,15 \text{ MPa} \leq \tau_u = 0,025 \times 20 = 0,5 \text{ MPa}$$

Section minimal exigée par le RPA :

$$AH_{\text{cal}} = \frac{e \times ST \times \tau_u}{0,8 f_e} = \frac{200 \times 200 \times 2,15}{0,8 \times 500} = 2,15 \text{ cm}^2$$

Chapitre V : Ferrailages des éléments

Calcul de AHmin :

$$AH \geq 0,15\% \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 585 = 17,55\text{cm}^2$$

V.3.5. Ferrailage final

Voile Y1 :

Tableau V. 52: Ferrailage final (voile Y1)

Niveau		RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage
L (cm)		585	585	585	585
e (cm)		20	20	20	20
N(KN)		-1796,5775	-1398,0285	-974,6692	-530,7356
M(KN)		12017,565	7539,3092	4250,5673	1623,5514
V(KN)		1620,939	1389,757	998,4372	513,8153
r_u (MPa)		2,15	1,66	1,19	0,61
\bar{f}_c (MPa)		6	6	6	6
A_v cal/ face (cm^2)		40,4518	26,954	16,317	7,71455
A_v min/ face (cm^2)		23,4	23,4	23,4	23,4
A_v adop/ face (cm^2)		41,28	27,71	23,56	23,56
N^{barre} / face		18T14+12T12	18T10+12T12	30T10	30T10
S_t (cm)	extrémité	20	20	20	20
	milieu	20	20	20	20
A_h cal/ face (cm^2)		2,15	1,66	1,19	0,61
A_h min/ face (cm^2)		17,55	17,55	17,55	17,55
A_h adop/ face (cm^2)		23,56	23,56	23,56	23,56
N^{barre} / face		30T10	30T10	30T10	30T10
S_t (cm)		20	20	20	20

Chapitre V : Ferrailages des éléments

Voile Y2 :

Tableau V. 53: Ferrailage final (voile Y2)

Niveau		RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage
L (cm)		440	440	440	440
e (cm)		20	20	20	20
N(KN)		-1607,7008	-1280,2319	-923,1032	-511,2228
M(KN)		5508,6593	3106,8304	1807,0856	781,609
V(KN)		1021,2714	716,9138	531,5209	322,1462
r_u (MPa)		1,62	1,14	0,846	0,51
\bar{r}_u (MPa)		6	6	6	6
A_v cal/ face (cm^2)		23,31	15,6533	10,398	9,5806
A_v min/ face (cm^2)		17,6	17,6	17,6	17,6
A_v adop/ face (cm^2)		24,88	24,88	24,88	24,88
N^{barre} / face		22T12	22T12	22T12	22T12
S_t (cm)	extrémité	20	20	20	20
	milieu	20	20	20	20
A_h cal/ face /ml(cm^2)		1,62	1,14	0,846	0,51
A_h min/ face/ml(cm^2)		13,2	13,2	13,2	13,2
A_h adop/ face (cm^2)		17,28	17,28	17,28	17,28
N^{barre} / face		22T10	22T10	22T10	22T10
S_t (cm)		20	20	20	20

Chapitre V : Ferrailages des éléments

Voile Y9 :

Tableau V. 54: Ferrailage final (voile Y9)

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage
L (cm)	585	585	585	585
e (cm)	20	20	20	20
N(KN)	-1796,5775	-1398,0285	-974,6692	-530,7356
M(KN)	12017,565	7539,3092	4250,5673	1623,5514
V(KN)	1620,939	1389,757	998,4372	513,8153
r_u (MPa)	2,15	1,66	1,19	0,61
$\bar{\alpha}$ (MPa)	6	6	6	6
A_v cal/ face (cm^2)	40,4518	26,954	16,317	7,71455
A_v min/ face (cm^2)	12,3	12,3	12,3	12,3
A_v adop/ face (cm^2)	41,28	27,71	23,56	23,56
N^{barre} / face	18T14+12T12	18T10+12T12	30T10	30T10
S_t (cm)	extrémité	20	20	20
	milieu	20	20	20
A_h cal/ face (cm^2)	2,15	1,66	1,19	0,61
A_h min/ face (cm^2)	17,55	17,55	17,55	17,55
A_h adop/ face (cm^2)	23,56	23,56	23,56	23,56
N^{barre} / face	30T10	30T10	30T10	30T10
S_t (cm)	20	20	20	20

Chapitre V : Ferrailages des éléments

Voile Y10 :

Tableau V. 55: Ferrailage final (voile Y10)

Niveau		RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage
L (cm)		440	440	440	440
e (cm)		20	20	20	20
N(KN)		-1607,7008	-1280,2319	-923,1032	-511,2228
M(KN)		5508,6593	3106,8304	1807,0856	781,609
V(KN)		1021,2714	716,9138	531,5209	322,1462
r_u (MPa)		1,62	1,14	0,846	0,51
\bar{r}_u (MPa)		6	6	6	6
A_v cal/ face (cm^2)		23,31	15,6533	10,398	9,5806
A_v min/ face (cm^2)		17,6	17,6	17,6	17,6
A_v adop/ face (cm^2)		24,88	24,88	24,88	24,88
N^{barre} / face		22T12	22T12	22T12	22T12
S_t (cm)	20	20	20	20	10
	20	20	20	20	20
A_h cal/ face /ml(cm^2)		1,62	1,14	0,846	0,51
A_h min/ face/ml(cm^2)		13,2	13,2	13,2	13,2
A_h adop/ face (cm^2)		17,28	17,28	17,28	17,28
N^{barre} / face		22T10	22T10	22T10	22T10
S_t (cm)		20	20	20	20

Chapitre V : Ferrailages des éléments

Voile X3 :

Tableau V. 56: Ferrailage final (voile X3)

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage
L (cm)	450	450	450	450
e (cm)	20	20	20	20
N(KN)	-4392,831	-3545,9112	-1775,9635	-957,057
M(KN)	11682,3768	5924,4177	2742,172	1136,4662
V(KN)	2062,9473	1895,0325	1187,919	563,3757
r_u (MPa)	3,2	2,95	1,84	0,876
\bar{r}_u (MPa)	6	6	6	6
A_v cal/ face (cm^2)	55,18	38,0935	18,1465	10,653
A_v min/ face (cm^2)	18	18	18	18
A_v adop/ face (cm^2)	55,6	42,1	23,56	23,56
N^{barre} / face	20T16+10T14	12T14+10T12	30T10	30T10
S_t (cm)	extrémité	15	15	15
	milieu	15	15	15
A_h cal/ face /ml(cm^2)	2,4	2,21	1,38	0,657
A_h min/ face/ml(cm^2)	13,5	13,5	13,5	13,5
A_h adop/ face (cm^2)	15,08	15,08	15,08	15,08
N^{barre} / face	30T8	30T8	30T8	30T8
S_t (cm)	15	15	15	15

Chapitre V : Ferrailages des éléments

Voile X4 :

Tableau V. 57: Ferrailage final (voile X4)

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage
L (cm)	270	270	270	270
e (cm)	20	20	20	20
N(KN)	-305,0387	-867,0909	-789,6633	-460,7223
M(KN)	2639,326	946,1652	538,1481	285,6409
V(KN)	671,2906	374,3054	291,3987	226,0673
r_u (MPa)	1,74	0,97	0,75	0,59
\bar{r}_u (MPa)	6	6	6	6
A_v cal/ face (cm^2)	16,2278	6,092	8,24	7,726
A_v min/ face (cm^2)	10,8	10,8	10,8	10,8
A_v adop/ face (cm^2)	19,11	7,04	11	11
N^{barre} / face	8T14+6T12	14T8	14T10	14T10
S_t (cm)	extrémité	20	20	20
	milieu	20	20	20
A_h cal/ face /ml(cm^2)	1,74	0,97	0,75	0,59
A_h min/ face/ml(cm^2)	8,1	8,1	8,1	8,1
A_h adop/ face (cm^2)	11	11	11	11
N^{barre} / face	14T10	14T10	14T10	14T10
S_t (cm)	20	20	20	20

Chapitre V : Ferrailages des éléments

Voile X5 :

Tableau V. 58: Ferrailage final (voile X5)

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage
L (cm)	167,5	167,5	167,5	167,5
e (cm)	20	20	20	20
N(KN)	-66,1112	-373,2801	-341,8418	-223,2617
M(KN)	869,1136	388,2997	306,1482	231,1742
V(KN)	236,0283	193,707	187,29	166,5451
r_u (MPa)	0,98	0,809	0,78	0,696
\bar{r}_u (MPa)	6	6	6	6
A_v cal/ face (cm^2)	8,11715	5,59415	4,717	3,337
A_v min/ face (cm^2)	6,7	6,7	6,7	6,7
A_v adop/ face (m^2)	9,42	9,42	9,42	9,42
N^{barre} / face	12T10	12T10	12T10	12T10
S_t (cm)	extrémité	20	20	20
	milieu	20	20	20
A_h cal/ face /ml(cm^2)	0,98	0,809	0,78	0,696
A_h min/ face/ml(cm^2)	5,025	5,025	5,025	5,025
A_h adop/ face (cm^2)	6,03	6,03	6,03	6,03
N^{barre} / face	12T8	12T8	12T8	12T8
S_t (cm)	20	20	20	20

Chapitre V : Ferrailages des éléments

Voile X6 :

Tableau V. 59: Ferrailage final (voile X6)

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage
L (cm)	270	270	270	270
e (cm)	20	20	20	20
N(KN)	-304,7639	-916,2498	-1054,5911	-471,0432
M(KN)	2876,5531	1000,9563	579,0533	334,6434
V(KN)	676,5748	352,7792	297,7799	271,6012
r_u (MPa)	1,94	1,02	0,858	0,78
\bar{r}_u (MPa)	6	6	6	6
A_v cal/ face (cm^2)	17,541	11,08565	10,65	4,96
A_v min/ face (cm^2)	10,8	10,8	10,8	10,8
A_v adop/ face (cm^2)	19,11	13,07	13,07	13,07
N^{barre} / face	8T14+6T12	8T10+6T12	8T10+6T12	8T10+6T12
S_t (cm)	extrémité	20	20	20
	milieu	20	20	20
A_h cal/ face /ml(cm^2)	1,88	1,48	1,43	0,91
A_h min/ face/ml(cm^2)	8,1	8,1	8,1	8,1
A_h adop/ face (cm^2)	11	11	11	11
N^{barre} / face	14T10	14T10	14T10	14T10
S_t (cm)	20	20	20	20

Chapitre V : Ferrailages des éléments

Voile X7 :

Tableau V. 60: Ferrailage final (voile X7)

Niveau		RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage
L (cm)		147.5	147.5	147.5
e (cm)		20	20	20
N(KN)		-27,67	-265,2252	-93,2131
M(KN)		822,1046	363,7503	300,91
V(KN)		287,5391	191,8356	192,1395
r_u (MPa)		1,36	0,91	0,93
\bar{r}_u (MPa)		6	6	6
A_v cal/ face (cm^2)		8,4993	5,144	5,08
A_v min/ face (cm^2)		5,9	5,9	5,9
A_v adop/ face (cm^2)		10,68	7,85	7,85
N^{barre} / face		4T14+4T12	8T10	8T10
S_t (cm)	extrémité	20	20	20
	milieu	20	20	20
A_h cal/ face /ml(cm^2)		1,88	1,48	1,43
A_h min/ face/ml(cm^2)		4,425	4,425	4,425
A_h adop/ face (cm^2)		6,28	6,28	6,28
N^{barre} / face		8T10	8T10	8T10
S_t (cm)		20	20	20

Chapitre V : Ferrailages des éléments

Voile X8 :

Tableau V. 61: Ferrailage final (voile X8)

niveau		RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} étage
L (cm)		147.5	147.5	147.5
e (cm)		20	20	20
N(KN)		129,3413	-153,2163	-46,7542
M(KN)		694,44	224,2799	222,2193
V(KN)		220,513	99,2228	153,1193
r_u (MPa)		1,05	0,47	0,73
\bar{r}_u (MPa)		6	6	6
A_v cal/ face (cm^2)		6,43	3,11	2,5
A_v min/ face (cm^2)		5,9	5,9	5,9
A_v adop/ face (cm^2)		7,85	7,85	7,85
N^{barre} / face		8T10	8T10	8T10
S_t (cm)	extrémité	20	20	20
	milieu	20	20	20
A_h cal/ face /ml(cm^2)		1,88	1,48	1,43
A_h min/ face/ml(cm^2)		4,425	4,425	4,425
A_h adop/ face (cm^2)		6,28	6,28	6,28
N^{barre} / face		8T10	8T10	8T10
S_t (cm)		20	20	20

V.3.6. Ferrailage des linteaux

Exemple de calcul du linteau du voile 1 :

Conformément au RPA99/03, les linteaux seront calculés sous la combinaison G+Q+E.

Les sollicitations maximales du linteau sous cette combinaison sont :

$$M = 240 \text{ KN.m} \quad ; \quad V = 648,1835 \text{ KN.}$$

➤ Calcul des contraintes :

$$\bar{\tau}_b = \frac{\bar{V}}{ad} = \frac{1,4 \times 0,648}{0,2 \times 0,9 \times 0,9} = 5,6 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 6 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement est vérifiée.

$$\text{On a : } 0,06 f_{c28} \leq \tau_b \quad \mathbf{1,8 \leq 5,6 \text{ CV}}$$

Chapitre V : Ferrailages des éléments

On dispose le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires (selon le RPA99/03).

➤ Armatures diagonales

$$A_D = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin a}$$
$$\tan a = \frac{h - 2d'}{L}$$

Avec :

- $h = 0,9$ m : hauteur du linteau;
 - $d' = 3$ cm : distance d'enrobage; - $L = 1.5$ m : longueur du linteau.
- $\alpha = 29,25^\circ$

D'où : $A_{D,calcul} = 13,27 \text{ cm}^2$

- Section minimal (RPA99/03) :

$$A_{Dmin} = 0,15\% \times b \times h = 2,7 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_D = \text{Max}(A_{D,calcul}, A_{Dmin}) = 13,27 \text{ cm}^2 = 8 \text{ HA16}$

- Armatures longitudinales

$$A_L = 0,15\% \times b \times h = 2,7 \text{ cm}^2 = 3 \text{ HA16}$$

- Armatures transversales

$$0,025 f_{c28} \leq \tau_b \Rightarrow A_t > 0,25\% \times b \times S_t$$

$$S_t < h/4 = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t > 1 \text{ cm}^2 = 2 \text{ HA10}$$

- Armatures de peau

$$A_c = 0,2\% \times b \times h = 3,6 \text{ cm}^2 = 6 \text{ HA10}$$

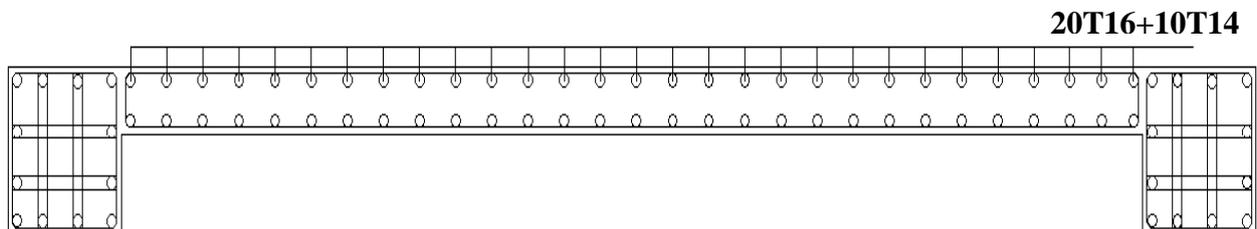


Figure V.31 : schéma ferrailage de voile X3

CHAPITRE VI

Etude des Fondations

VI.1. Calcul des fondations

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 : $\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{néc} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol $\sigma_{sol} = 2$ bars

$S_{néc}$: Surface de la fondation;

N_{ser} Effort normal appliqué sur la fondation.

VI.1.1. Choix de type de semelle

VI.1.1.1. Semelles isolées

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au a b

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 $S = \left(\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}\right)$

Avec: $A = \sqrt{S}$; $\sigma_{sol} = 2$ bars

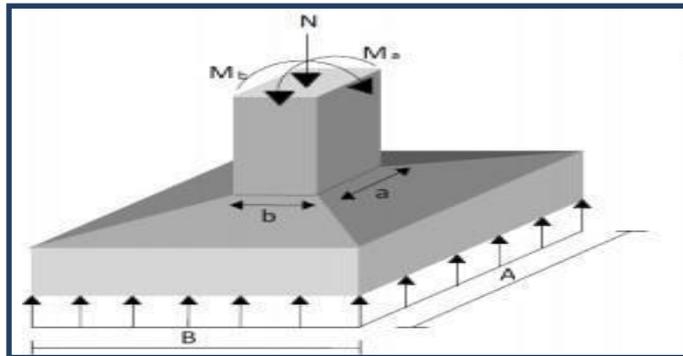


Figure VI. 1: Dimensions de la semelle isolée.

On prend le poteau de section (40x40) avec :

$N_{ser}^{max} = 2174,689$ KN

$\sigma_{sol} = 2,5$ bars

AN : $\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol}$

$A \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$

$$A \geq \sqrt{\frac{2174,689}{250}} = 2,94 \text{ m}$$

On prend : $A = 3 \text{ m}$

Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Il faut vérifier que $L_{\min} \geq 1,5 \times A$

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

A: Largeur maximale de la semelle ($A=3 \text{ m}$).

On a $L_{\min} = 2.93\text{m} < 1,5 \times 3 = 4,5 \text{ m} \dots\dots\dots$ **Non Vérifié**

Conclusion :

Non vérifié D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.1.1.2. Semelles filantes

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

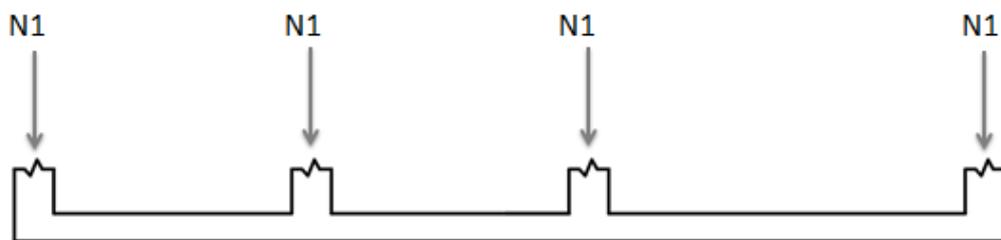


Figure VI. 2: Semelle filante.

La largeur « B » :

D'après le règlement BAEL 91 modifié 99 [5] la largeur B de la semelle est comme suit :

$$B \geq \frac{N_T}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

- B : largeur de la semelle.
- L : longueur de la semelle.

Chapitre VI : Etude des fondations

- N_T : effort normal total = $\sum N_i$ de chaque file de poteaux.
 - S : surface de la semelle $S = \frac{N_T}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI. 1: Sections des semelles filantes. X-X

Files	N (kN)	L(m)	B(m)	Bchoisie(m)	S (m ²)
A	5641,0037	20,45	1,103	1,2	24,54
B	4962,175	20,45	0,971	1	20,45
C	5419,768	20,45	1,060	1,1	22,495
D	6802,2261	20,45	1,331	1,4	28,63
E	3239,5273	7,45	1,739	1,8	13,41
F	4921,4821	20,45	0,963	1	20,45
G	8005,8062	20,45	1,566	1,6	32,72
H	4184,401	20,45	0,818	1	20,45
I	769,2203	20,45	0,150	1	20,45
J	402,3219	20,45	0,079	1	20,45

Tableau VI. 2: Sections des semelles filantes. Y-Y

Files	N (kN)	L(m)	B(m)	Bchoisie(m)	S (m ²)
1	8832,3161	38,5	0,918	1,6	61,6
2	12185,8416	38,5	1,266	1,3	50,05
3	12833,4919	38,5	1,333	1,4	53,9
4	8598,5164	38,5	0,893	1	38,5

Surface de la semelle filante $S_{sem} = 428,095m^2$

$$\frac{S_{sem}}{S_{bat}} = \frac{428,095}{787,325} = 54\% > 50\%$$

Donc on opte pour un radier général pour notre structure.

VI.1.2. Radier général

VI.1.2.1. 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.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

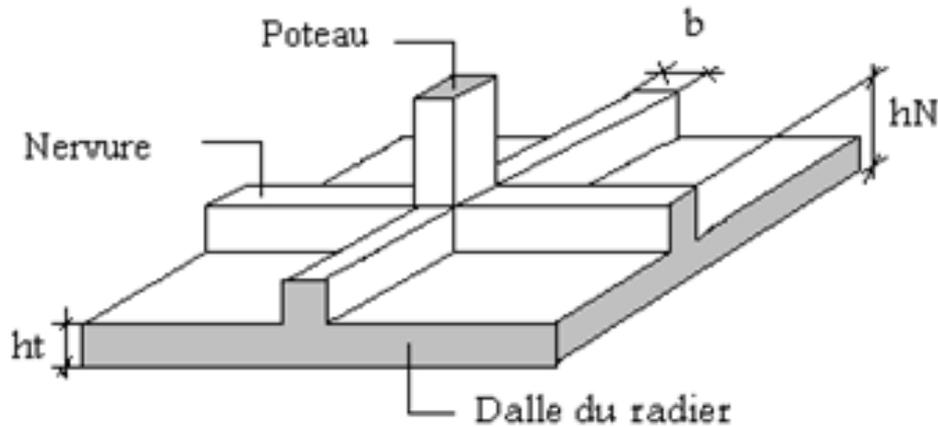


Figure VI. 3: Model du radier en 3D.

VI.1.2.2. Prédimensionnement de radier

Dalle :

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$L_{\max} = 6,95m \Rightarrow h_d \geq 34,75cm$$

Avec :

L_{\max} = la plus grande portée entre nus d'appuis.

Choix : On retient une épaisseur de $h_d = 40 \text{ cm}$ pour la dalle du radier.

Vérification au poinçonnement :

$$N_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité.

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

a, b : Dimensions du poteau du s/sol (50×50) cm^2 .

h : hauteur de radier.

$$\text{Avec : } U_c = 2(A + B)$$

$$A = a + h = 50 + 40 = 90cm$$

$$B = b + h = 50 + 40 = 90cm$$

$$U_c = 360cm$$

$$h_2 \geq \frac{2981,6168 \times 10^3}{0,045 \times 3600 \times \frac{30}{1,5}}$$

$$h_2 \geq 92,025cm$$

h=100cm

$$h_2 = 100cm > h_1 = 40cm$$

**Afin de vérifier le poinçonnement l'épaisseur de la dalle doit être supérieur à 100 cm
ce qui est très coûteux donc on va adopter des nervures**

VI.1.2.3. Prédimensionnement de Nervures

L'épaisseur (hr) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

▪ **Formule empirique :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur ht égale à :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{695}{10} = 69,5cm$$

Avec :

Lmax : entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures.

▪ **Condition de l'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm (hmin ≥ 25 cm)

▪ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{l_{max}}{8} \leq h \leq \frac{l_{max}}{5} \rightarrow l_{max} = 415cm \rightarrow 86,875 \leq h \leq 139$$

▪ **Condition de la longueur élastique :**

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

E = 20000MPa (module de young du béton)

K = 40MPa (coefficient de raideur du sol pour un sol de densité moyenne)

Bs : largeur de nervures

Donc on aura :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{3K(\frac{2}{\pi}L)^4}{E}} \Rightarrow h_r \geq 1,32m$$

➤ Choix final :

L'épaisseur minimale normalisée qui correspond aux quatre conditions citées ci hauteur est **hr= 140 cm** ; la largeur est celle du plus gros poteau : **b=50cm**.

La surface de radier :

On a E.L.S

$$N_{ser} = 59730,9858 \text{ kN}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

N : sont tirés à partir du fichier du logiciel *ETABS*

$$\text{Pour } \begin{cases} N = 59730,9858 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 0,25 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{On trouve } S \geq 238,924 \text{ m}^2$$

$$S_{bâtiment} = 787,325 \text{ m}^2 .$$

$$S_{nécessaire} = 238,924 \text{ m}^2 < S_{BATIE} = 787,325 \text{ m}^2$$

- La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, il n'y'a pas lieu d'ajouter un débord.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le règlement C.B.A93, On vérifie la condition suivante :

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

Avec :

T_u : L'effort tranchant ultime

$$T_u = \frac{q_u}{2} \times l_{max} \rightarrow \frac{N_u \times b}{S_{radier}} \times l_{max}$$

$$N_u = N_u + 1,35 \times \text{Poids (radier)} = 85053,04938 \text{ kN}$$

L : la longueur maximale d'une bande de 1m, L=6,95m.

$$T_u = \frac{85053,04938 \times 1 \times 4,15}{787,325 \times 2} = 375,397 \text{ kN}.$$

$$\tau_u = \frac{375,397 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 400} = 1,04 = 1,04 \text{ MPa} \leq 3 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

Vérification de l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \times \gamma \times h \times S_r$$

Chapitre VI : Etude des fondations

W : Poids total du bâtiment à la base du radier

La charge permanente totale transmise au pied des poteaux et des voiles est de:

$$W = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{radier}} = 54303,5537 \text{ kN}$$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$).

h : Profondeur ($h = 4,32 \text{ m}$).

S_r : Surface du radier ($S_r = 238,924 \text{ m}^2$)

$$h_s = 1,5 \times 10 \times 4,32 \times 238,924 = 15482,34 \text{ kN} < W = 54303,5537 \text{ kN}.$$

Aucun de risque de soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

Vérification au non poinçonnement :

D'après CBA93 [6] (article A.5.2.4.2) on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau ou voie le plus sollicité.

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

a, b : Dimensions du poteau du s/sol (50×50) cm^2 .

Q_c : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

- Poteau :

$$N_u = 2981,6168 \text{ kN}$$

$$\mu_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

$$\mu_c = 2 [(50 + 50) + 2 \times 140] = 960 \text{ cm}.$$

$$N_u = 2981,6168 \text{ kN} < Q_u = 12096 \text{ kN}. \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

Caractéristiques géométriques du radier :

- Position du centre de gravité :

$$X_G = 10,225 \text{ m}.$$

$$Y_G = 19,25 \text{ m}.$$

- Moments d'inertie :

$$I_{xx} = 97251 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = 27438,4 \text{ m}^4.$$

Vérification des contraintes sous le radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol}=0,25 \text{ MPa}$.

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre :

À l'ELS :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{59730,9858}{787,325} = 75,866 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 75,866 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

V : fibre la plus éloigner.

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$.

σ_2 : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}.$$

- E.L.U :

$$N_u = 81811,156 \text{ kN}$$

M : est le moment de renversement.

$$M_x = 105348,2263 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 122503,5508 \text{ kN.m}$$

Tableau VI. 3: Contraintes sous le radier à l'E.L.U

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	114,987	92,834	109,449
Sens y-y	189,855	17,965	146,882
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}=375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 332.5$
Observation	Oui	Oui	Oui

- E.L.S :

$$N_{ser} = 59730,9858 \text{ kN}$$

Tableau VI. 4: Contraintes sous le radier à l'E.L.S

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	96,94	74,78	91,4
Sens y-y	171,811	8,079	130,878
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}=375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 332,5$
Observation	Oui	Oui	Oui

Donc:

- $-h_d= 40\text{cm};$
- $h_N=140\text{cm} ;$
- $-L_x=20,45\text{m};$
- $-L_y=38,5\text{m};$

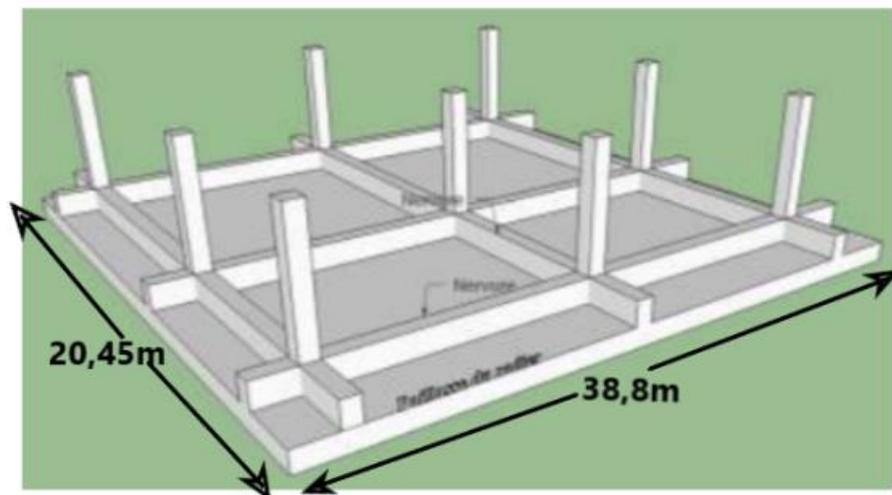


Figure VI. 4: Surface de radier.

➤ **Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{E.L.U} : \sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 146,882\text{kN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} : \sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 130,878\text{kN/m}^2$$

VI.1.2.4. Ferrailage du radier

Le radier se calcule comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait de la même manière que celui du plancher.

Ferrailage de la dalle du radier :

a. Détermination des efforts :

1) 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 soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

▪ **Panneau de rive :**

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x \quad (\text{appuis de rive})$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \quad (\text{autres appuis})$$

▪ **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$$

2) Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$

- Moment sur appuis : $M_a = 0,5 M_0$

$$\text{Avec } M_0 = \frac{q l^2}{8} .$$

b. Valeur de la pression sous radier :

- **E.L.U :** $q_u = \sigma_m^u \cdot 1\text{m} = 146,882\text{kN/m}$
- **E.L.S :** $q_{\text{ser}} = \sigma_m^{\text{ser}} \cdot 1\text{m} = 130,878\text{kN/m}$

c. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($\nu = 0$) :

$L_x = 5,63 \text{ m.}$

$L_y = 6,95 \text{ m.}$

$$\frac{5,63}{6,95} = 0,81 \leq 1$$

On a le rapport des panneaux $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens. On applique le calcul pour le panneau le plus sollicité ayant des dimensions plus grandes que les autres panneaux.

➤ **Calcul des moments :**

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

$$\alpha = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,055 \\ \mu_y = 0,6135 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 256,064\text{kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 157,095\text{kNm}$$

- **Moments en travées :** (panneau intermédiaire)

$M_{tx} = 0,75 M_x = 192,048\text{kN.m}$

$M_{ty} = 0,75 M_y = 117,821\text{kN.m}$

- **Moments sur appuis :**

$M_{ax} = 0,5 M_x = 128,032\text{kN.m}$ (appui intermédiaire)

$M_{ay} = 0,5 M_y = 78,547\text{kN.m}$ (appui intermédiaire)

d. Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($\nu=0,2$) :

$$\frac{L_x}{L_y} = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0617 \\ \mu_y = 0,7246 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{\text{ser}} L_x^2 = 255,958\text{kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 185,467\text{kNm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x = 191,9685\text{kNm} \\ M_{ax} = 0,5 M_x = 127,979\text{kNm} \\ M_{ty} = 0,75 M_y = 139,10025\text{kNm} \\ M_{ay} = 0,5 M_y = 92,73\text{kNm} \end{cases}$$

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis.

$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; \sigma_s = 435 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm}$

$; h = 40 \text{ cm} ; d = 0,9h = 36 \text{ cm.}$

Chapitre VI : Etude des fondations

Tableau VI. 5: Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	M _u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	x-x	192,048	0,087	0,114	343,56	12,857	10T14	15,39	10
	y-y	117,821	0,053	0,069	350,10	7,740	10T12	11,31	10
Appui	x-x	128,032	0,058	0,075	349,22	8,432	10T12	11,31	10
	y-y	58,91	0,027	0,034	355,12	3,815	10T12	11,31	10

▪ **Espacement :**

$$\text{Esp} \leq \text{Min} (3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

e. **Vérifications nécessaires :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,97\text{cm}^2$$

Condition est vérifiée.

- **Vérification des contraintes à l'E.L.S :**

Tableau VI. 6: Vérification des contraintes à l'E.L.S

	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	191,9685	15,39	10,2	18	396,9	215,56	Non vérifiée
	y-y	139,10025	11,31	8,59		386,9		Non vérifiée
Appuis	x-x	127,979	11,31	7,9		356		Non vérifiée
	y-y	92,73	11,31	5,72		257,9		Non vérifiée

On trouve que l'E.L.S est non vérifié alors on va augmenter, la section d'acier.

Tableau VI. 7: Correction de la section d'acier

	M _{ser} (kN.m)	Choix	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	191,9685	10T20	31,42	6,96	18	193,4	215,56	Vérifiée
	139,10025	10T20	31,42	5,04		140,1		Vérifiée
Appuis	127,979	10T20	31,42	4,64		128,9		Vérifiée
	92,73	10T20	31,42	3,36		93,4		Vérifiée

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**.

Schéma ferrailage :

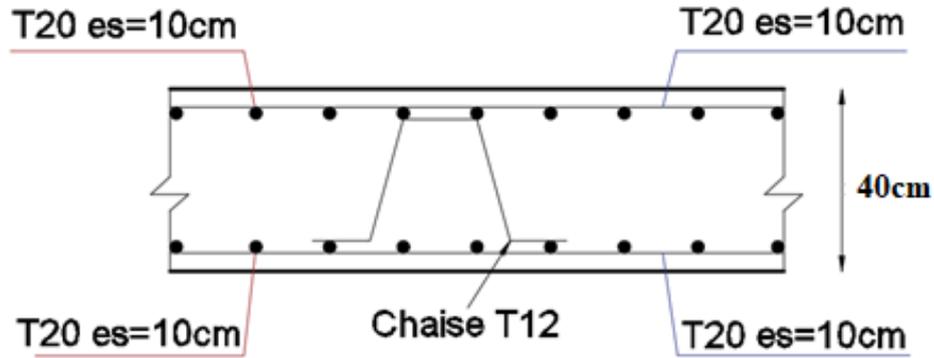


Figure VI. 5: Schéma de ferrailage de la dalle du radier.

VI.1.2.5. Ferrailage des nervures

a. Calcul des armatures :

$b = 50 \text{ cm} ; h = 140 \text{ cm} ; d = 126 \text{ cm} ; G = 146,882 \text{ kN/m}^2$

- Sens (x-x) :

$L = 6,95 \text{ m}$

Tableau VI. 8: Ferrailage des nervures sens (x-x)

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	433,8385	0,032	0,041	123,941	8,051	6T14	9,24
Appuis	701,5443	0,052	0,067	122,635	13,157	8T16	16,08

- Sens (y-y) :

$L = 5,63 \text{ m}$

Tableau VI. 9: Ferrailage des nervures sens (y-y)

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	289,4617	0,021	0,027	124,634	5,342	5T14	7,7
Appuis	494,4745	0,037	0,047	123,648	9,198	5T16	10,05

b. Vérifications nécessaires :

- Condition de non fragilité :

$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 6,95 \text{ cm}^2 < 7,7 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

Chapitre VI : Etude des fondations

- **Vérification des contraintes à l'E.L.S :**

Tableau VI. 10: Vérification des contraintes à L'E.L.S

	Sens	M _{ser} (kN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} MPa	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	391,6006	4,51	18	331,6	215,56	Non vérifiée
	y-y	261,2801	3,29		264,6		Non vérifiée
Appuis	x-x	633,243	5,52		311,3		Non vérifiée
	y-y	446,3332	4,93		348		Non vérifiée

On trouve que l'E.L.S est non vérifié alors on augmente la section d'acier

Tableau VI. 11: Correction de la section d'acier

	Sens	M _{ser} (kN.m)	Choix	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} MPa	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	391,601	5T20	2,93		166,9	215,56	Vérifiée
	y-y	261,2801	5T20	3,06		174,5		Vérifiée
Appuis	x-x	633,243	8T20	4,38		200,6		Vérifiée
	y-y	446,333	8T20	3,82		145,3		Vérifiée

a. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 3MPa$

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

Avec : $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{146,882 \times 6,95}{2} = 510,415.kN$

$$\tau_u = \frac{510,415 \times 10^3}{500 \times 1260} = 0,81.MPa < \bar{\tau}_u = 3MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

b. Armatures transversales :

- Selon BAEL 91 modifié 99 [5]:

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) = 40cm$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa \right) = 0,405MPa$$

- Selon RPA99 / Version 2003 [1] :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 16,8\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 80.\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,4\text{cm}$$

$$f_c=500\text{MPa} ; \tau_u=0,81\text{MPa} ; f_{t28}=2,4\text{Mpa} ; b=50\text{cm} ; d=126\text{cm}$$

On trouve :

$$S_t=10\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t=20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } \mathbf{5T8=3,93 \text{ cm}^2}$$

c. Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, elles sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

$$A_p = 3 \times 1,4 = 4,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 5T12 (A_s= 13,57\text{cm}^2).$$

d. Schéma de ferrailage :

- Sur appuis :

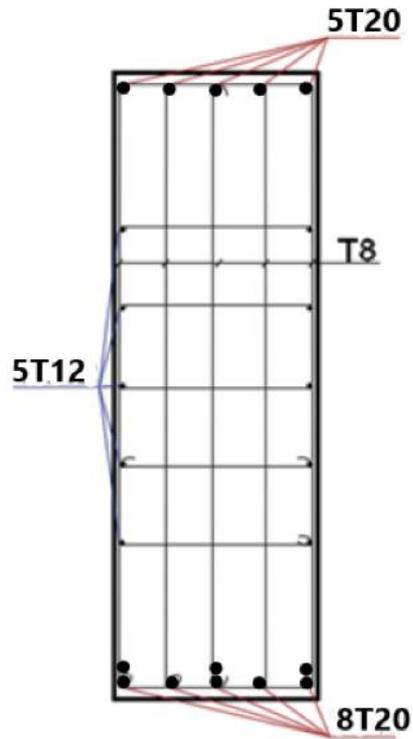


Figure VI. 6: Schéma de ferrailage des nervures sur appuis.

- Sur travée :

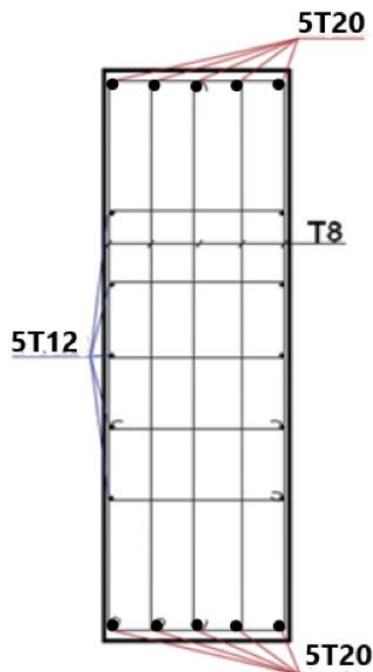


Figure VI. 7: Schéma de ferrailage des nervures sur travée.

VI.2. Etude du voile périphérique

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalle continue encastré à la base et semi encastré des trois autres côté :

- Encastrement : au niveau de l'infrastructure
- Semi encastrement : au niveau des poteaux et poutres

Ce dernier est sollicité par un moment de flexion résultant de la pression latérale des terres

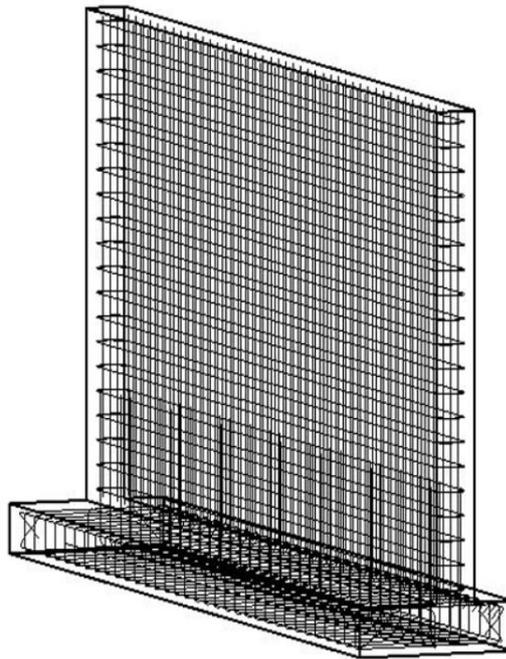


Figure VI. 8: Schéma voile périphérique.

VI.2.1. Calcul du voile périphérique

De donner plus de rigidité à la partie entrée de la construction (sous - sol) et une capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé, il est armé d'un double quadrillage d'armature.

- Epaisseur $e_p > 15\text{cm}$, Pour notre voile, sur une option pour une épaisseur de $e_p = 20\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1 % dans les deux sens (Horizontaux et verticaux).

VI.2.2. Détermination des sollicitations

Le voile sera modélisé avec le logiciel ETABS, et sera soumis à la poussée des terres au repos ainsi qu'à la poussée due à une surcharge de $2,5 \text{ kN} / \text{m}^2$.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

Q : surcharge d'exploitation, $Q = 2,50 \text{ kN} / \text{m}^2$

γ : Poids spécifique du sol, $\gamma = 18 \text{ kN} / \text{m}^3$

φ : Angle de frottement interne du sol, $\varphi = 30^\circ$

K_0 : Coefficient de poussée des terres au repos

Tableau VI.2.1: Calcul de la poussée des terres.

γ (kN/m ³)	φ °	K_0	h (m)	p (kN/ml)
18	30	0,5	2,92	27,54

Calcul des forces de poussée sur le mur :

- Poussée due au poids des terres :

Cette charge est variable, selon la hauteur du voile $P_1 = k_0 \cdot \gamma \cdot z$

$0 < Z < 0,9733 \text{ m}$

$$P_1 (z = 0) = 0$$

$$P, (z = 0,9733) = 0,50 \times 18 \times 0,9733 = 8,7597 \text{ kN/m}^2$$

$1,02 < Z < 1,9467 \text{ m}$

$$P, (z = 1,9467) = 0,50 \times 18 \times 1,9467 = 17,5203 \text{ kN/m}^2$$

$2,04 < Z < 2,92 \text{ m}$

$$P, (z = 2,92) = 0,50 \times 18 \times 2,92 = 26,28 \text{ kN/m}^2$$

- Poussée due à la surcharge :

$0 < z \leq 2,92 \text{ m}$:

$$P_s = Q \cdot K_0 = 2,5 \times 0,50 = 1,25 \text{ kN} / \text{ml}$$

Sollicitation des murs de soutènement périphérique.

Charge à E.LU :

$$M_{11} \text{ max} = 13,94 \text{ kN} \cdot \text{m} (\text{sens vertical})$$

$$M_{22} \text{ max} = 21,816 \text{ kN} \cdot \text{m} (\text{sens horizontal})$$

Charge à E.L.S :

M11 max = 10,239 kN.m(sens vertical)

M22 max = 16,054 kN.m(sens horizontal)

Calcul du ferrailage du voile périphérique :

Ferrailage b=100cm, h =20cm, c= 5cm :

Ferrailage vertical :

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration préjudiciable, pour une bande de section (100 x 20) cm³

Le calcul de ferrailage se fait avec logiciel SOCOTEC :

As = 3,45cm²

Section minimale d'armature :

Condition exigée par le RPA99 / version 2003 :

Le RPA99 / version 2003 préconise un pourcentage minimum de 0,1 % de la section dans les deux senset sera disposée en deux nappes.

$$A = 0,1 \% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

$$A_s = 3,45 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte pour un ferrailage de 5T12 = 5,65 cm² avec un espacement de 20 cm .

Ferrailage horizontal :

Le calcul de ferrailage se fait avec logiciel SOCOTEC :

$$A_s = 2,18 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

$$A_s = 2,18 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte pour un ferrailage de 5T12 = 5,65 cm² avec un espacement de 20 cm .

Vérifications à l'ELS :

Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91).

La fissuration étant préjudiciable (risque de corrosions et des infiltrations d'eau) $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, (110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right) \eta = 1.6 \rightarrow \text{Barres HA}$$

Chapitre VI : Etude des fondations

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} \times 500, 110 \sqrt{1,6 \times 2,4} \right) \rightarrow \min (333,33 ; 215,55) \rightarrow \overline{\sigma_{st}} = 215,55 \text{ MPa}$$

$M_s \text{ max} = 16,054 \text{ kN.m}$ (sens vertical)

$$\sigma_{st} = 206,6 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 206,6 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 215,55 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Il y'a lieu de vérifier si :

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

$\sigma_{bc} = 5,66 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

$M_s = 10,239 \text{ kN.m}$ (sens horizontal)

$$\sigma_{st} = 131,8 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 131,8 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 215,55 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Il y'a lieu de vérifier si :

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

$\sigma_{bc} = 3,61 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

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 20.3.0)**, **SOCOTEC**), 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.

Cela nous a permis d'aboutir certaines conclusions qui sont :

- Dans chapitre I : nous avons présenté l'ouvrage et les matériaux utiliser.
- Dans chapitre II : nous avons calculé le pré dimensionnement des éléments structuraux et fait toutes les vérifications nécessaires.
- Chapitre III : nous avons pré dimensionner les éléments secondaires et calculer le ferrailage nécessaire pour chaque élément.
- Chapitre IV : notre projet étudié est un bâtiment implanté en zone III de forte sismicité de hauteur 25,93m, donc d'après le RPA99 (modifiée 2003) Art3.4. A.1.a, il est impératif d'introduire des voiles de contreventement.
En tenant compte de justification de coefficient de comportement, nous avons introduit des voiles porteurs avec d'une manière à rentrer dans les exigences du RPA99 (modifié 2003), (exp : excentricité accidentelle...). Et en s'appuyant sur le logiciel ETABS.
- Chapitre V : Nous avons calculer le ferrailage des éléments principale (poutre, poteaux, voile) avec toutes les vérifications exigées par les règlements.
- Chapitre VI : Pour les fondations nous avons opté pour un radier nervuré car la surface totale des semelles dépasse 50% de la surface totale de la structure.

Bibliographie

Bibliographie

- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- BAEL 91 modifié 99 et DTU associés. Jean, Pierre Mougin
- Pratiques du BAEL 91, cours et exercices corrigés. Jean Perchat, Jean Roux
- Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- Formulaire du béton armé Victor DAVIDOVICHI
- DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Calcul pratique des tours en béton armé M, DIVER
- Calcul pratique des ossatures des bâtiments en béton armé (bâtiments courants –bâtiments de grande hauteur) Albert Fuentes
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).

Annexes

ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

Cas générale

$\gamma_b=1,5$

$\gamma_s=1,15$

cas accidentelle

$\gamma_b=1,15$

$\gamma_s=1$

LES DONNEE
Caractéristique du béton et
l'acier

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

ζ_{es}

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

$\mu < \mu_R$

Oui
$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}]$$

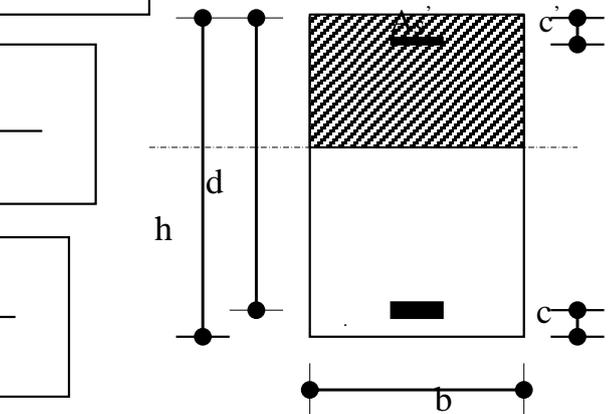
$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

Oui $\mu \leq$ Non

Oui
$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

Non
$$\varepsilon_s = 3,50/100 \cdot \left[\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right]$$

$$A_S = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$$



Non
$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d - c')/d] - \zeta_{es}$$

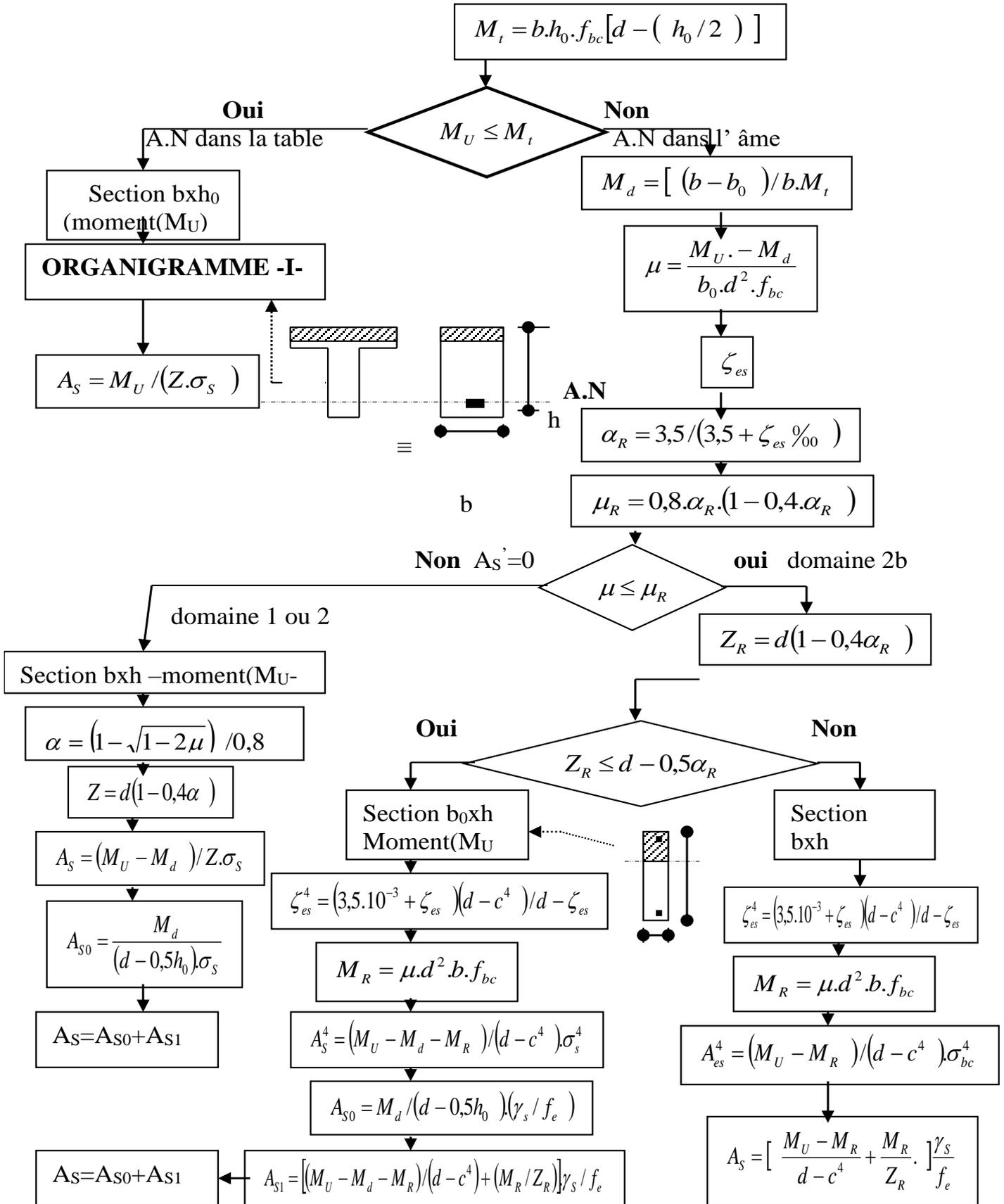
$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

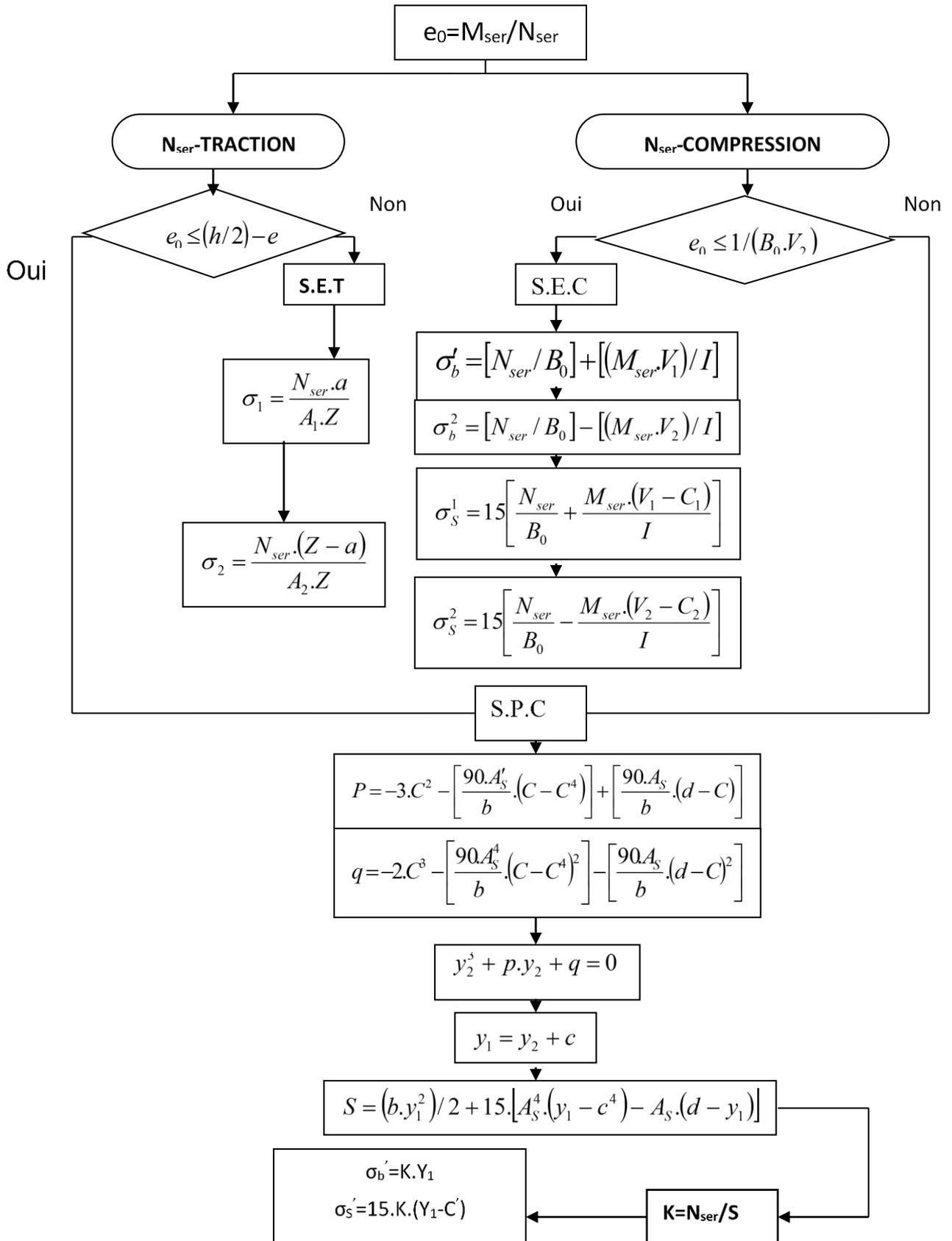
$$A_S' = (M_U - M_R) / [(d - c') \cdot \sigma_s']$$

$$A_S = \left[\frac{(M_U - M_R)}{(d - c')} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{f_e / \gamma_s}$$

**ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

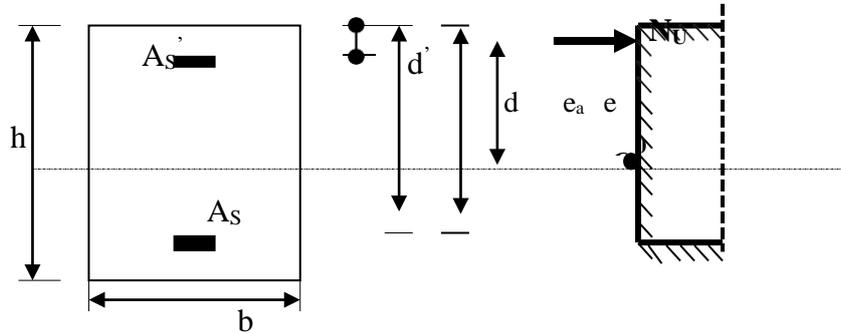


ORGANIGRAMME-III-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S



ORGANIGRAMME -IV-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



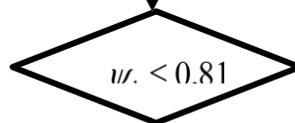
LES DONNEES
 $B, h, d, \sigma_{bc}, e, N_U, M_U$

$$N_U = M_U / e$$

$$\psi_1 = \frac{N_U}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}$$

Oui

Non



Calculer $E_{NC} = f(\psi_1)$

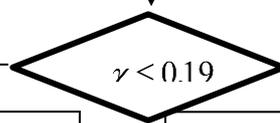
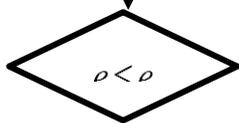
$$\chi = \frac{0,5 \left(\frac{d^4}{h} \right) - \left[\frac{(d-d') \cdot N_U - M_U}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}} \right]}{\left(\frac{6}{7} \right) - \left(\frac{d'}{h} \right)}$$

Oui

Non

Non

Oui



Section entièrement comprimée **E.L.U**
 Non atteint % minimal d'armatures $A=4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de parement
 $0,2\% \leq A/B \leq 5\%$

Section partiellement comprimée **E.L.U**
 Pouvant ne pas être atteint si passage ...

Section entièrement comprimée **PIVOT C**

Oui

Non

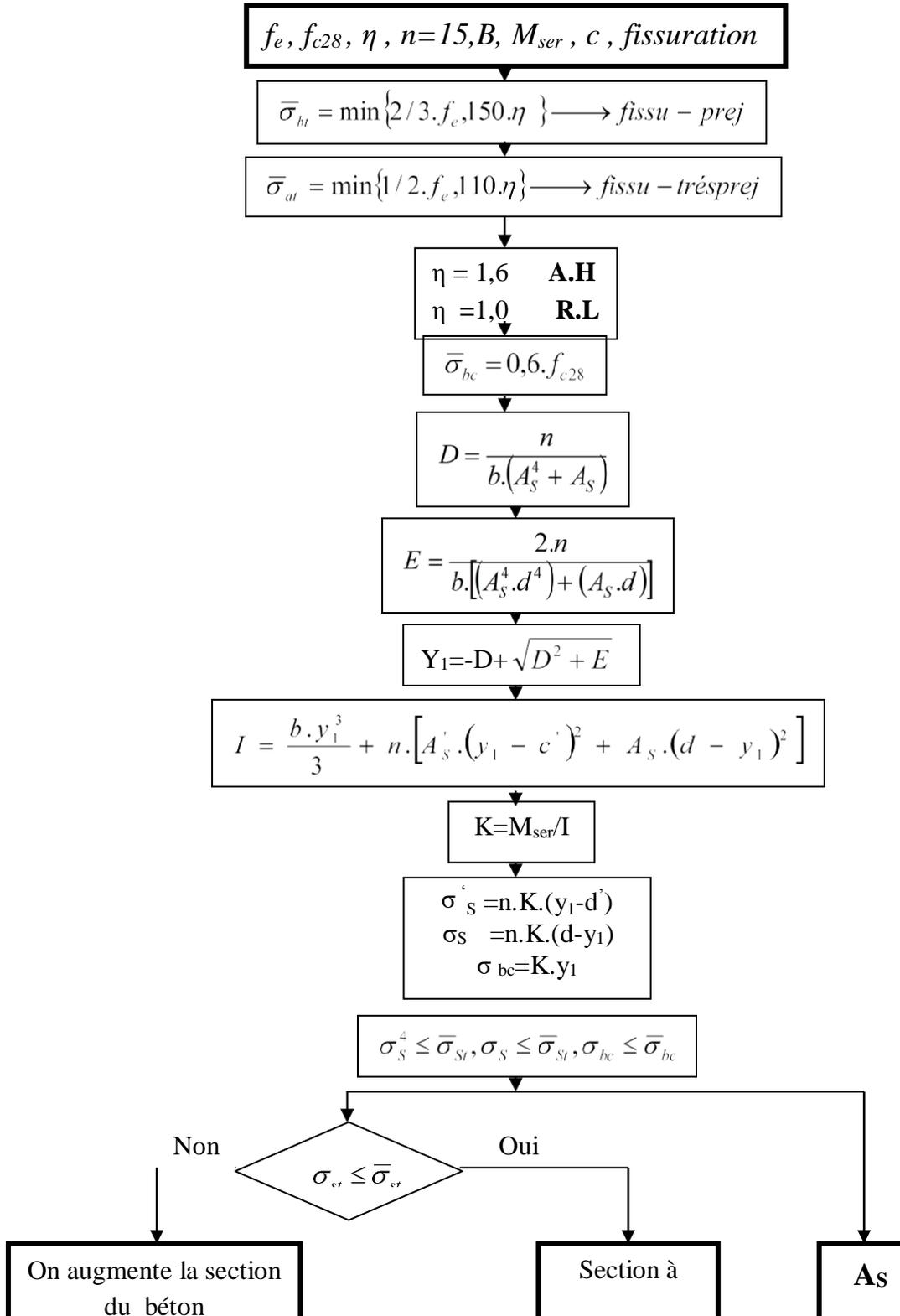


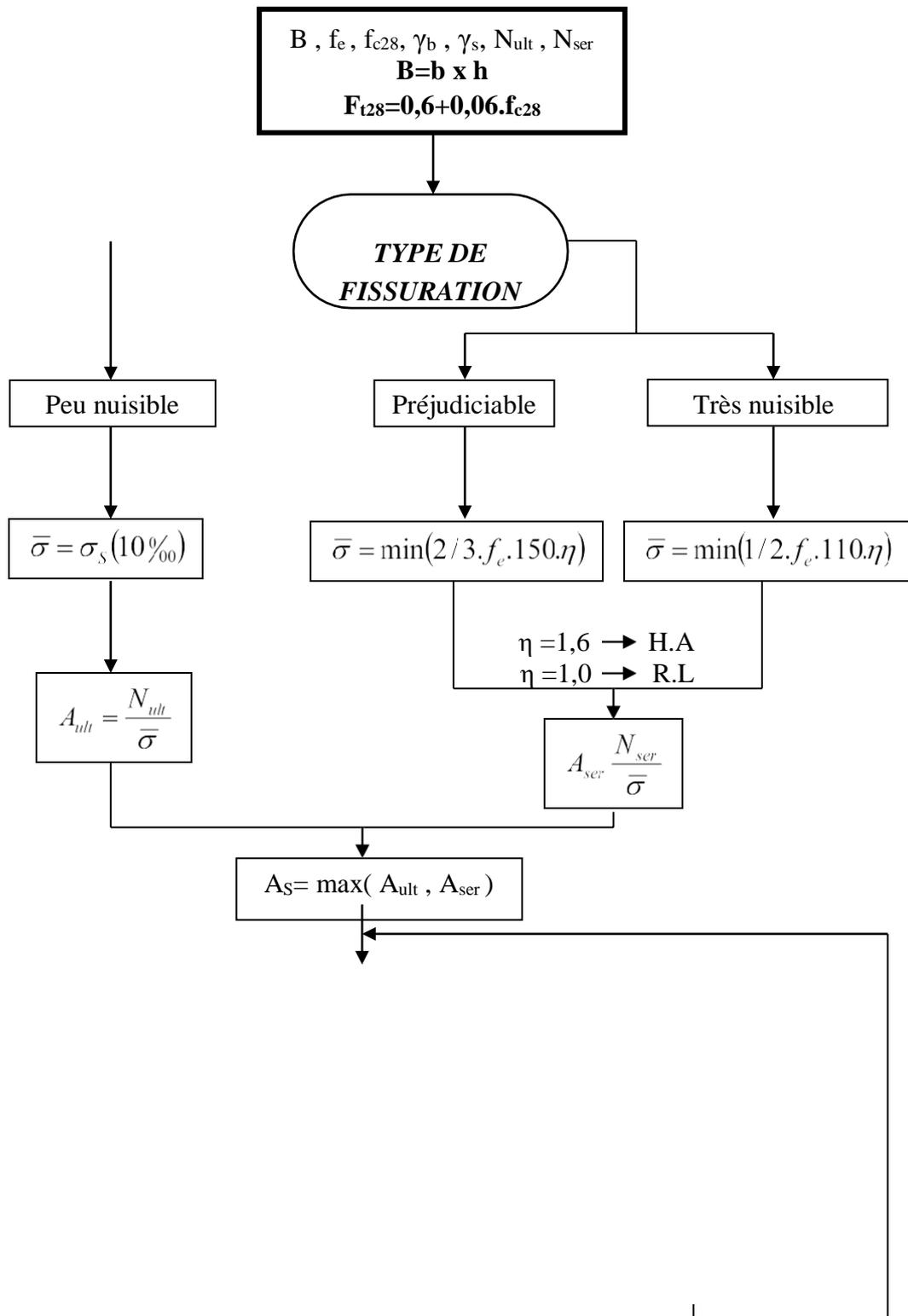
$A_S = 0$
 $A'_S = 0$

$A_S \neq 0$
 $A'_S \neq 0$

ORGANIGRAMME -V-

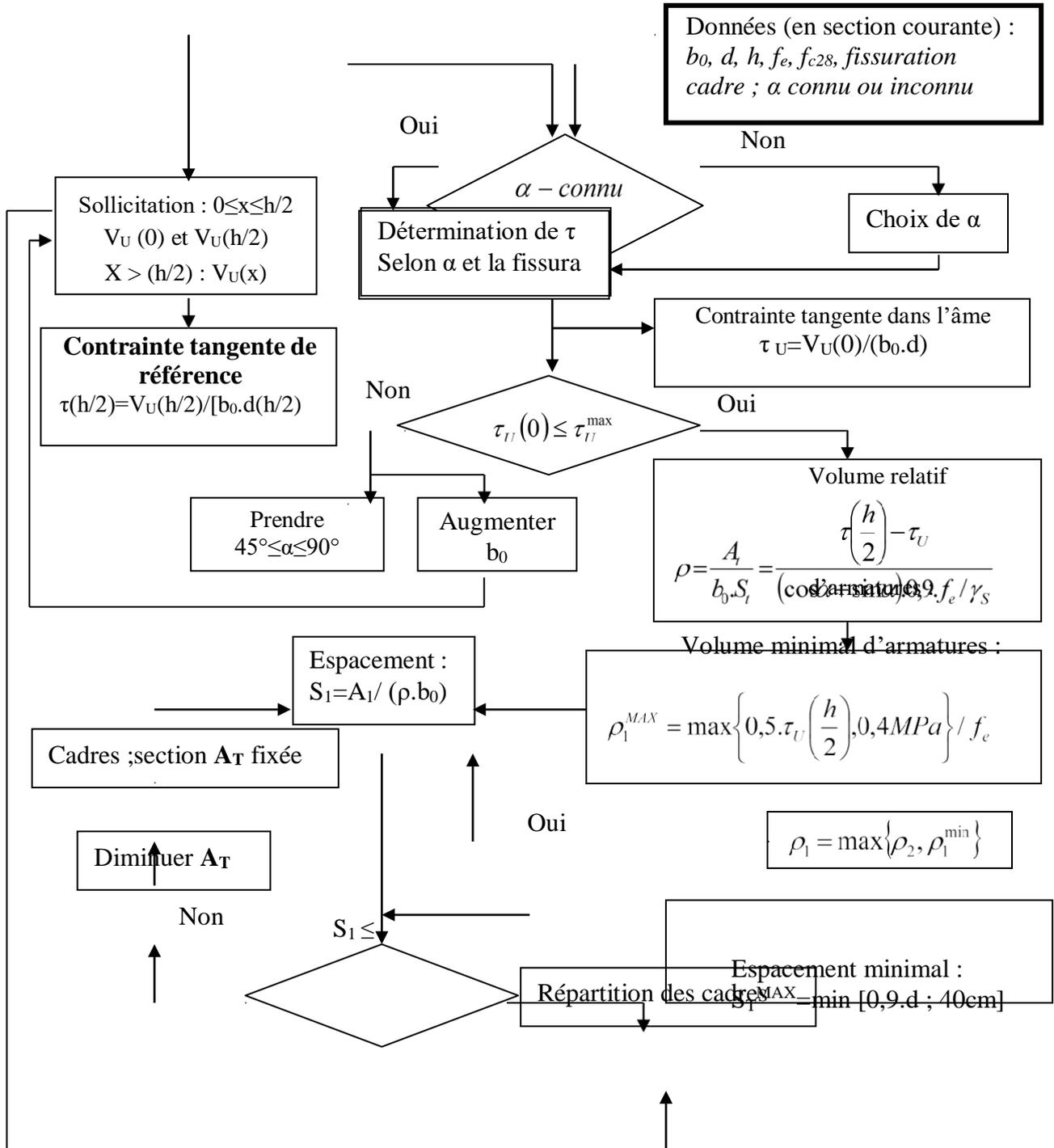
VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S



ORGANIGRAMME -VI-**TRACTION SIMPLE**

ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT



Annexes

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

ϕ \ N	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Tableau des armatures

Annexes

**Dalles rectangulaires uniformément chargées
articulées sur leur contour.**

$g = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000