

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية



MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA 1
جامعة سعد دحلب -البليدة-1

Faculté de Technologie
كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil
دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التدرج

Pour l'Obtention du diplôme
DE MASTER EN GENIE CIVIL
Option : MATERIAUX EN GENIE CIVIL

THÈME

*Etude un bâtiment Rez de chaussée+12
à usage multiple contreventé par des*

Devant les membres de jury :

President: Mme N. KERBOUA
Examineur : Mme D. BERBAR

Présenté par :

M^r. SAM ABDELHADI.
M^r. ZOUAD ABDELHAK.

Promotrice : Mme N. BENTLEMSAN.

Co-promoteur : Mme K. MEGUENNI.

PROMOTION : 2020-2021

Remerciements

Avant tout nous tenons à remercier dieu de nous avoir guidé et accordé sa sauvegarde pour mener à terme ce modeste travail.

Nous tenons à remercier également nos parents respectifs pour tous les sacrifices qu'ils ont voulu bien consentir à notre égard tout le long de notre cursus universitaire.

Aussi, nous adressons et en particulier, nos vifs remerciements les plus chaleureux à notre promotrice Madame N. BENTLEMSAN et co-promotrice Madame K. MEGUENNI de nous avoir encadré et accordé son entière disponibilité d'une part, et de nous avoir fourni toute sa clairvoyance quant à l'orientation et les précieux conseils qui nous ont été d'un très grand apport, d'autre part.

Nos remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur d'estimer et juger ce travail.

Nos remerciements vont également à tous les enseignants de L'université SAAD DAHLEB BLIDA et particulièrement à ceux du département de Génie Civil.

Sans oublier en dernier, nos remerciements à tous nos amis pour leur aide, patiences leur compréhensions et leur encouragement

Dédicace

Avant tout je remercie **Dieu** le tout puissant de m'avoir donné la force, le courage et la patience pour continuer mon parcours...

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents qui m'ont encouragé et soutenus tout le long de mes études. Que dieu les protège.

A mes chères sœurs et frère.

A mes professeurs durant tout mon cycle d'étude, particulièrement Mme BENTLEMSAN.N et Mme MEGUENNI.k pour l'aide et le temps qu'elle nous a bien voulu consacré.

A Mon binôme ZOUAD ABDELHAK et sa famille.

A Tous les étudiants du Département de Génie Civil.

S.ABDELHADI

Dédicace

Avant tout je remercie **Dieu** le tout puissant de m'avoir donné la force, le courage et la patience pour continuer mon parcours...

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents qui m'ont encouragé et soutenus tout le long de mes études. Que dieu les protège.

A mes chères sœurs et frère.

A mes professeurs durant tout mon cycle d'étude, particulièrement Mme BENTLEMSAN.N et Mme MEGUENNI.k pour l'aide et le temps qu'elle nous a bien voulu consacré.

A Mon binôme SAM ABDELHADI et sa famille.

A Tous les étudiants du Département de Génie Civil.

Z.ABDELHAK

ملخص

دراسة الهياكل هي خطوة أساسية و إلزامية في عملية البناء، في هذا السياق عملنا الذي يهدف بشكل أساسي إلى الحساب الهندسي للمشروع ذو هيكل غير منتظم الشكل من الخرسانة المسلحة، يتكون من طابق أرضي و 12 طوابق ، هذه المنشأة يتم بناءها في ولاية تيزي وزو ذي تربة ناعمة، المصنفة في المنطقة الزلزالية الثانية وفقاً للنظام الزلزالي الجزائري **(RPA99 modifié en 2003)**.

تمت الدراسة الحركية بواسطة برنامج ألي (ETABS 9versionv9.7.1) يتم حساب الأبعاد وتعزيز جميع العناصر المقاومة وفقاً للقواعد المعمول بها و هي **(BAEL91 modifier99, CBA93, SOCOTEC ومختلف DTR)**

Résumé

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. C'est dans ce contexte que s'inscrit notre travail, qui vise principalement au calcul d'ingénierie d'un projet qui sera implanté dans la wilaya de Tizi ouzo, classé en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien **(RPA 99 modifié en 2003)**, il s'agit d'une structure de forme irrégulière en béton armé de R+12 étages. Notre ouvrage est implanté sur un sol meuble.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel **(ETABS9 version 9.7.1)**.

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants est conforme aux règles applicables en vigueur à savoir **(BAEL91 modifier99, CBA93, SOCOTEC et les différents DTR)**.

Abstract

The study of structures is a key step and a mandatory part of the building process. It is in this context that our work, which is mainly aimed at the engineering calculation of a project to be located in the wilaya of Tizi ouzo, classified in zone IIa according to the Algerian seismic regulations **(RPA 99 modified in 2003)**, is based on an irregularly shaped reinforced concrete structure with ground floor, 12 floors. Our structure is located on soft ground.

The study and analysis of this project was established by the software **(ETABS9 version 9.7.1)**.

The calculation of the dimensions and reinforcement of all the resistant elements complies with the applicable rules in force, namely **(BAEL91 modify99, CBA93, SOCOTEC and the various DTRs)**.

Liste des symboles

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
 A_s : Aire d'une section d'acier.
 A_t : Section d'armatures transversales.
 B : Aire d'une section de béton.
 ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
 φ : Angle de frottement.
 C : Cohésion.
 \bar{q} : Capacité portante admissible.
 Q : Charge d'exploitation.
 σ_c : Contrainte de consolidation.
 C_c : Coefficient de compression.
 C_s : Coefficient de sur consolidation.
 K_t : Facteur de terrain.
 Z_0 : Paramètre de rugosité.
 Z_{min} : Hauteur minimale.
 q_{dyn} : Pression dynamique.
 $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
 q_j : Pression dû au vent.
 F_{fr} : Force de frottement.
 R : Force résultante.
 γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
 γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
 σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
 σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
 $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
 $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
 τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
 τ : Contrainte tangentielle.
 β : Coefficient de pondération.
 σ_{sol} : Contrainte du sol.
 σ_m : Contrainte moyenne.
 G : Charge permanente.
 ξ : Déformation relative.
 V_0 : Effort tranchant a la base.
 $E.L.U$: Etat limite ultime.
 $E.L.S$: Etat limite service.
 N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
 N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
 T_u : Effort tranchant ultime.
 T : Effort tranchant, Période.
 S_t : Espacement.
 λ : Elancement.
 e : Epaisseur, Indice des vides.

N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
 F : Force concentrée.
 f : Flèche.
 \bar{f} : Flèche admissible.
 D : Fiche d'ancrage.
 L : Longueur ou portée.
 L_f : Longueur de flambement.
 I_p : Indice de plasticité.
 I_c : Indice de consistance.
 W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
 S_r : Degré de saturation.
 γ_d : Poids volumique sèche.
 γ_h : Poids volumique humide.
 γ_{sat} : Poids volumique saturé.
 W_{sat} : Teneur en eau saturé.
 W_L : Limite de liquidité.
 W_p : Limite de plasticité.
 d : Hauteur utile.
 F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 M_u : Moment à l'état limite ultime.
 M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
 M_t : Moment en travée.
 M_a : Moment sur appuis.
 M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
 I : Moment d'inertie.
 f_i : Flèche due aux charges instantanées.
 f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
 I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
 M : Moment, Masse.
 E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
 E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 P : Rayon moyen.
 f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
 f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
 F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
 K : Coefficient de raideur de sol.
 S_e : Tassement oedométrique.
 S_e^T : Tassement total.
 S_e^{adm} : Tassement admissible.
 δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
 Y : Position de l'axe neutre.
 I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
 A_g : section transversale brute du voile.

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II

Tableau II.1: Les charges permanentes sur le plancher terrasse inaccessible.....	12
Tableau II.2 : Les charges permanentes sur le plancher étage courant.....	13
Tableau II.3 : Les charges permanentes sur des murs extérieurs.....	14
Tableau II.4 : Les charges d'exploitations.....	15
Tableau II.5 : Descente de charge et Dégression des surcharges pour poteau central.....	23
Tableau II.6 : Descente de charge et Dégression des surcharges pour poteau d'angle.....	26
Tableau II.7 : Descente de charge et Dégression des surcharges pour poteau de rive.....	29
Tableau II.8 : Choix des sections des poteaux.....	32

Chapitre III

Tableau III.1 : Ferrailage de l'escalier.....	46
Tableau III.2 : Vérification de compression du béton.....	48
Tableau III.3 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	49
Tableau III.4 : Evaluation des charges et surcharges.....	53
Tableau III.5 : Charge permanente et d'exploitation.....	54
Tableau III.6 : Combinaison des charges des planchers.....	54
Tableau III.7 : Récapitulation des résultats d'une poutrelle à 5 travées.....	56
Tableau III.8 : Récapitulation des résultats d'une poutrelle à 4 travées.....	58
Tableau III.9 : Récapitulation des résultats d'une poutrelle à 2 travées.....	60
Tableau III.10 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.....	61
Tableau III.11 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	62
Tableau III.12 : Vérification à l'ELS.....	64
Tableau III.13 : Récapitulatif du calcul de la flèche.....	66

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Facteur de qualité.....	76
Tableau IV.2 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du 1 ^{er} modèle.....	78
Tableau IV.3 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du 2 ^{ème} modèle.....	80
Tableau IV.4 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du 3 ^{ème} modèle.....	81
Tableau IV.5 : Vérification des déplacements inter étages	82
Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux	83

Tableau IV.7 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle final.....	84
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter étages	86
Tableau IV.9 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux	87
Tableau IV.10 :Vérification l'effet p-Δ inter étages du modèle final.....	89

Chapitre V

Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.....	90
Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{max}; M^{corr}$).....	91
Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{min}, M^{corr}).....	92
Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux situation durable ($M^{max}; N^{corr}$).....	92
Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr}).....	92
Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min}, M^{corr}).....	93
Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{corr}, M^{max}).....	93
Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr}).....	93
Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min}, M^{corr}).....	94
Tableau V.10 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr}).....	94
Tableau V.11 : Choix des armatures des poteaux.....	94
Tableau V.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux.....	95
Tableau V.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux.....	95
Tableau V.14 : Vérification des contraintes pour les poteaux.....	96
Tableau V.15 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	97
Tableau V.16 : Espacement maximales selon RPA99.....	98
Tableau V.17 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	99
Tableau V.18: Ferrailage des poutres principales à l'ELU.....	102
Tableau V.19 : Ferrailage des poutres principales à $G+Q \pm E$	102
Tableau V.20: Ferrailage des poutres principales à $0.8G \pm E$	103
Tableau V.21 : Choix des armatures pour les poutres principales.....	103
Tableau V.22 : Ferrailage des poutres secondaires l'ELU.....	103
Tableau V.23 : Ferrailage des poutres secondaires $G+Q \pm E$	104
Tableau V.24 : Ferrailage des poutres secondaires $G+Q \pm E$	104
Tableau V.25: Choix des armatures pour les poutres secondaires.....	104

Tableau V.26 : Vérification de la condition de non fragilité.....	105
Tableau V.27 : Vérification des poutres principales à l'ELS.....	106
Tableau V.28 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS.....	106
Tableau V.29 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	107
Tableau V.30 : Calcul des armatures transversales.....	107
Tableau V.31 : Vérification de la flèche des poutres.....	111
Tableau V.32 : Valeurs de (lf/l)	117
Tableau V.33 : Calcul de $\sigma_{u\ lim}$	118
Tableau V.34 : Aciers verticaux et horizontaux.....	119
Tableau V.35 : Aciers transversaux	120
Tableau V.36 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.....	124
Tableau V.37 : Calcul des armatures verticales de l'exemple.....	125
Tableau V.38 : Caractéristiques des voiles	127
Tableau V.39 : Calcul des armatures du voile (V1)	127
Tableau V.40 : Calcul des armatures du voile (V2)	128
Tableau V.41 : Calcul des armatures du voile (V2')	128
Tableau V.42 : Calcul des armatures du voile (V3)	128
Tableau V.43 : Calcul des armatures du voile (V4)	129
Tableau V.44 : Calcul des armatures du voile (V4')	129
Tableau V.45 : Calcul des armatures du voile (V5)	129
Tableau V.46 : Calcul des armatures du voile (V5')	130
Tableau V.47 : Calcul des armatures du voile (V6)	130
Tableau V.48 : Calcul des armatures du voile (V6')	130
Tableau V.49 : Calcul des armatures du voile (V7 et V7')	131
Tableau V.50 : Calcul des aciers horizontaux des voiles	131

Chapitre VI

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes.....	136
Tableau VI.2: Résultats de calcul de la stabilité du radier.....	143
Tableau VI.3 : Contraintes sous le radier à l'ELU.....	144
Tableau IV.4 : Contraintes sous le radier à l'ELS.....	144
Tableau VI.5 : Calcul des moments à l'ELU.....	146
Tableau VI.6 : Calcul des moments à l'ELS.....	146
Tableau VI.7 : Ferrailage des panneaux du radier.....	147

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes du radier.....	147
Tableau VI.9 : Ferrailage des panneaux du radier finale.....	148
Tableau VI.10 : Vérification des contraintes du radier après augmentation de la section d'acier.....	148
Tableau VI.11 : Ferrailage des nervures.....	148
Tableau VI.12 : Ferrailage transversal et l'espacement.....	150
Tableau VI.13 : Ferrailage de débordements.....	151
Tableau VI.14 : Vérifications des contraintes du débord.....	152

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

Figure I.1.: Façade de Bâtiment	1
Figure I.2: Diagramme contraintes – déformations à l'ELU.....	6
Figure I.3: Diagramme contraintes déformations du béton à l' ELS.....	7
Figure I.4 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'ELU.....	10

Chapitre II

Figure. II.1 : Plancher terrasse en corps creux.....	11
Figure. II.2 : Plancher étage courant en corps creux	12
Figure II.3 : Mur extérieur.....	13
Figure II.4 : Dimensions de l'acrotère.....	14
Figure II.5 : surface reprise par le poteau central	21
Figure II.6 : surface reprise par le poteau d'angle	24
Figure II.7 : surface reprise par le poteau de rive	27
Figure II.8 : Schéma du voile.....	33

Chapitre III

Figure III.1 : L'acrotère.....	34
Figure III.2: Sollicitation de l'acrotère.....	34
Figure III.3: Diagramme des efforts à l'ELU.....	36
Figure III.4 : distance de l'axe neutre.....	38
Figure III.5 : Ferrailage de l'acrotère.....	40
Figure III.6 : Schéma d'un escalier.....	41
Figure III.7 : Vue en plan de l'escalier à 2 volées.....	42
Figure III.8 : Schéma statique de l'escalier (2 volées).....	42
Figure III.9 : Ferrailage de l'Escalier.....	50
Figure III.10 : Dimension d'un hourdis.....	51
Figure III.11 : Dimensions de la poutrelle.....	52
Figure III.12 : Exemple d'une poutrelle préfabriquée.....	53
Figure III.13 : Diagrammes des moments d'une poutrelle à 5 travées à l'ELU.....	55
Figure III.14 : Diagrammes des moments d'une poutrelle à 5 travée à l'ELS.....	55

Figure III.15 : Diagrammes des efforts tranchant d'une poutrelle à 5 travées à l'ELU.....	55
Figure III.16 : Diagrammes des efforts tranchant d'une poutrelle à 5 travées à l'ELS.....	56
Figure III.17 : Diagrammes des moments d'une poutrelle à 4 travées à l'ELU.....	57
Figure III.18 : Diagrammes des moments d'une poutrelle à 4 travées à l'ELS.....	57
Figure III.19 : Diagrammes des efforts tranchant d'une poutrelle à 4 travées à l'ELU.....	57
Figure III.20 : Diagrammes des efforts tranchant d'une poutrelle à 4 travées à l'ELS.....	58
Figure III.21 : Diagrammes des moments d'une poutrelle à 2 travées à l'ELU.....	59
Figure III.22 : Diagrammes des moments d'une poutrelle à 2 travées à l'ELS.....	59
Figure III.23 : Diagrammes des efforts tranchant d'une poutrelle à 2 travées à l'ELU.....	59
Figure III.24 : Diagrammes des efforts tranchant d'une poutrelle à 2 travées à l'ELS.....	60
Figure III.25: Ferrailage des poutrelles en travée et en appuis.....	68
Figure III.26 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	69

Chapitre IV

Figure IV.1 : Spectre de réponse.....	73
Figure IV.2 : Disposition des voiles du 1 ^{er} modèle	78
Figure IV.3 : Disposition des voiles du 2 ^{ème} modèle	79
Figure IV.4 : Disposition des voiles du 3 ^{ème} modèle	80
Figure IV.5 : Disposition des voiles de modèle final.....	84
Figure IV.6: Evaluation des effets du second ordre.....	88

Chapitre V

Figure V.1 : Disposition des Poutres.....	101
Figure V.2 : Arrêt de barre	108
Figure V.3 : Exemple de calcul la flèche d'une poutre principale.....	110
Figure V.4: Exemple de calcul la flèche d'une poutre secondaire.....	111
Figure V.5 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	115
Figure V.6 : Schéma d'un voile plein et sa disposition de ferrailage.....	116
Figure V.7 : définition de l'élément mur	117
Figure V.8: Mur encasté.....	117
Figure V.9 : Niveaux des vérifications des contraintes l'âme du voile.....	119
Figure V.10 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	121
Figure V.11 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	122
Figure V.12 : Disposition des voiles.....	126

Chapitre VI

Figure VI.1 :Disposition des voiles et poteaux.....	135
Figure VI.2 : Semelle filante.....	136
Figure VI.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	137
Figure VI.4 : Disposition de radier nervuré avec le débord.....	138
Figure VI.5 : La charge verticale et l'effort tranchant.....	142
Figure VI.6 : Panneau le plus sollicité.....	145
Figure VI.7 : Ferrailage de la dalle du radier.....	148
Figure VI.8 : Schéma statique des débords.....	151
Figure VI.9 : Diagramme des Moments.....	151

Sommaire

Remerciement

Dédicaces

Résumés

Liste des symboles

Liste des tableaux

Liste des figures

Plans

Introduction générale

CHAPITRE1 : Présentation de l'ouvrage

I. Introduction	1
II. Présentation de l'ouvrage.....	1
III. Description structurelle	3
IV. les propriétés des matériaux.....	4
V. Hypothèses de calcul aux états limites.....	10

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

I. Introduction.....	11
II. Pré dimensionnement des planchers à corps creux.....	11
III. Evaluation des charges et surcharges	11
IV. Pré dimensionnement des poutres	15
V. Pré dimensionnement des poteaux	17
VI. Pré-dimensionnement des voiles.....	32

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

I. Acrotère.....	34
II. Escalier.....	41
III. Etude des planchers.....	51

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

I. Introduction.....	70
II. Etude dynamique	70
III. Choix de la méthode de calcul.....	71
IV. Résultats de l'analyse sismique.....	78
V. Conclusion.....	89

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

I. Introduction.....	90
II. Ferrailage des poteaux	90
III. Ferrailage des poutres	100
IV. Ferrailages des voiles	114

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

I. Introduction.....	134
II. Choix du type de fondations	134
III. Calcul des fondations	134

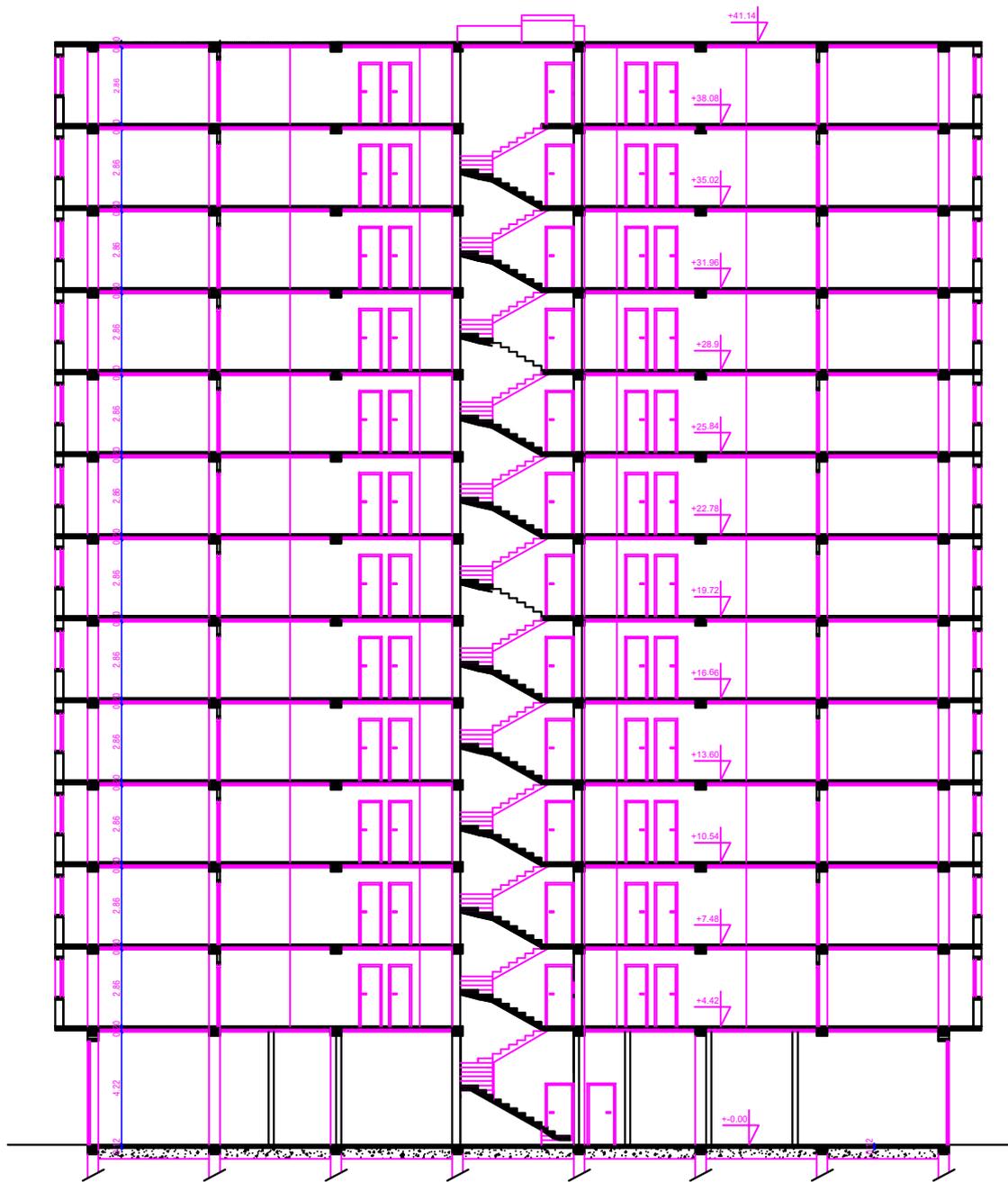
Conclusion générale

Références bibliographiques

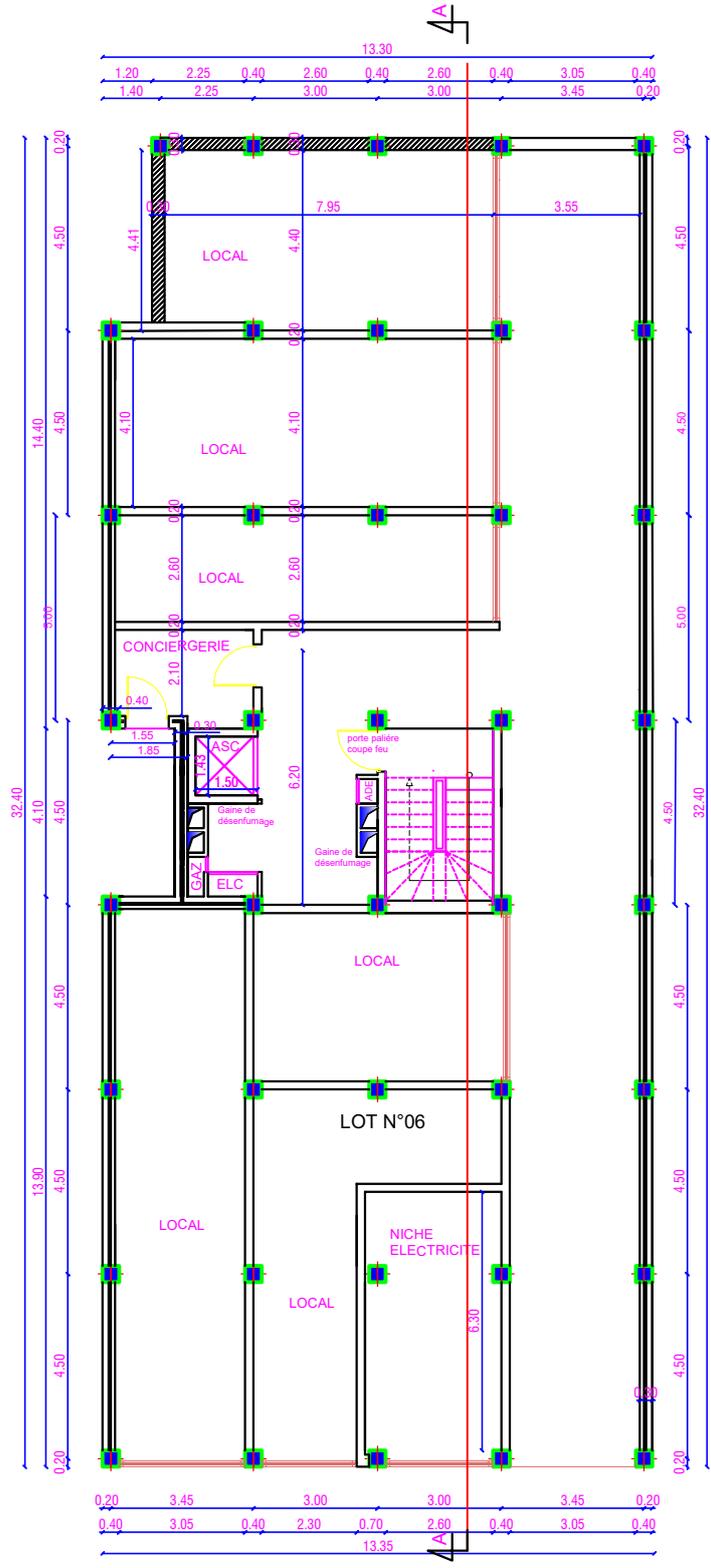
Organigrammes



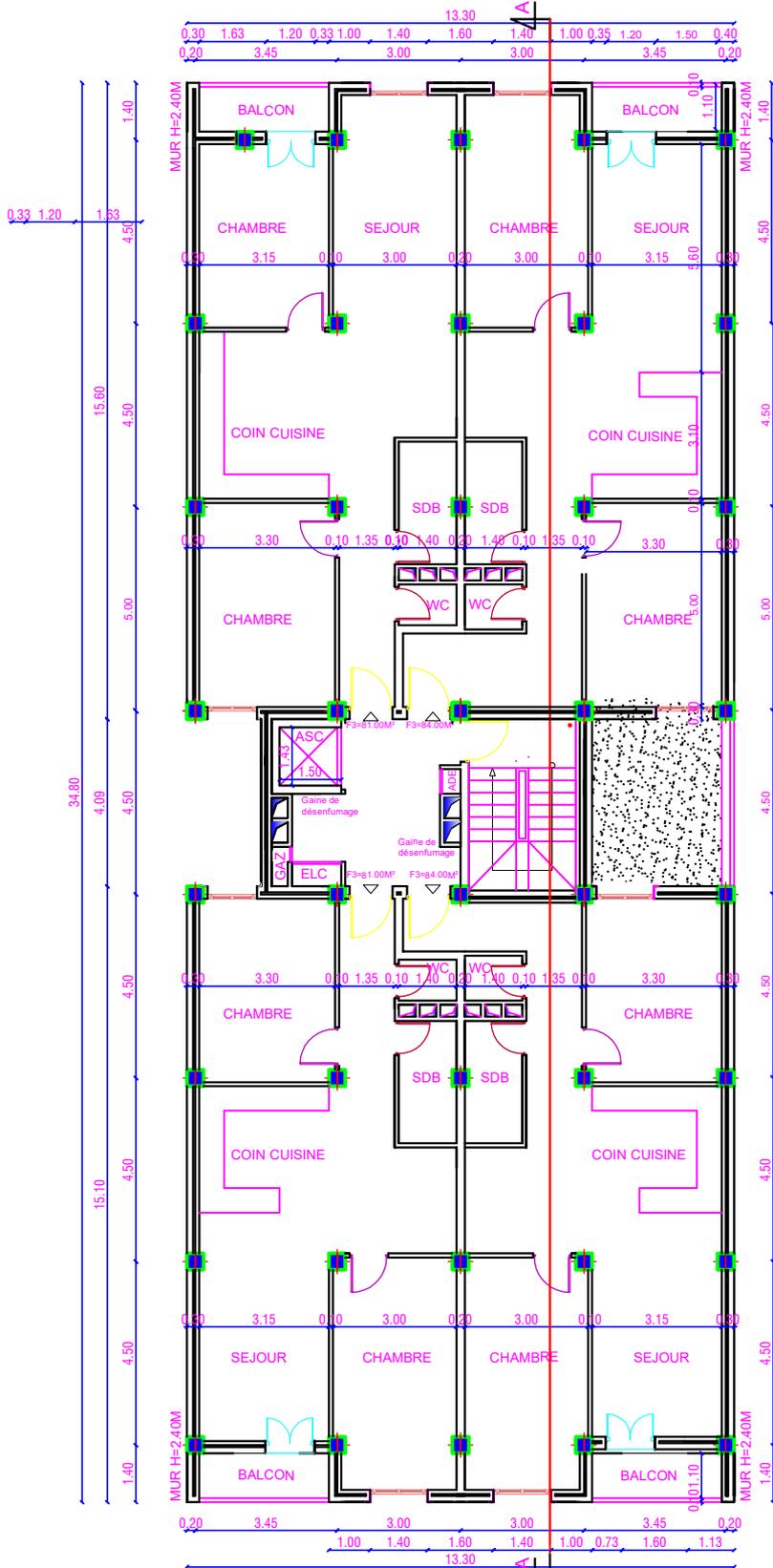
PLAN TOITURE



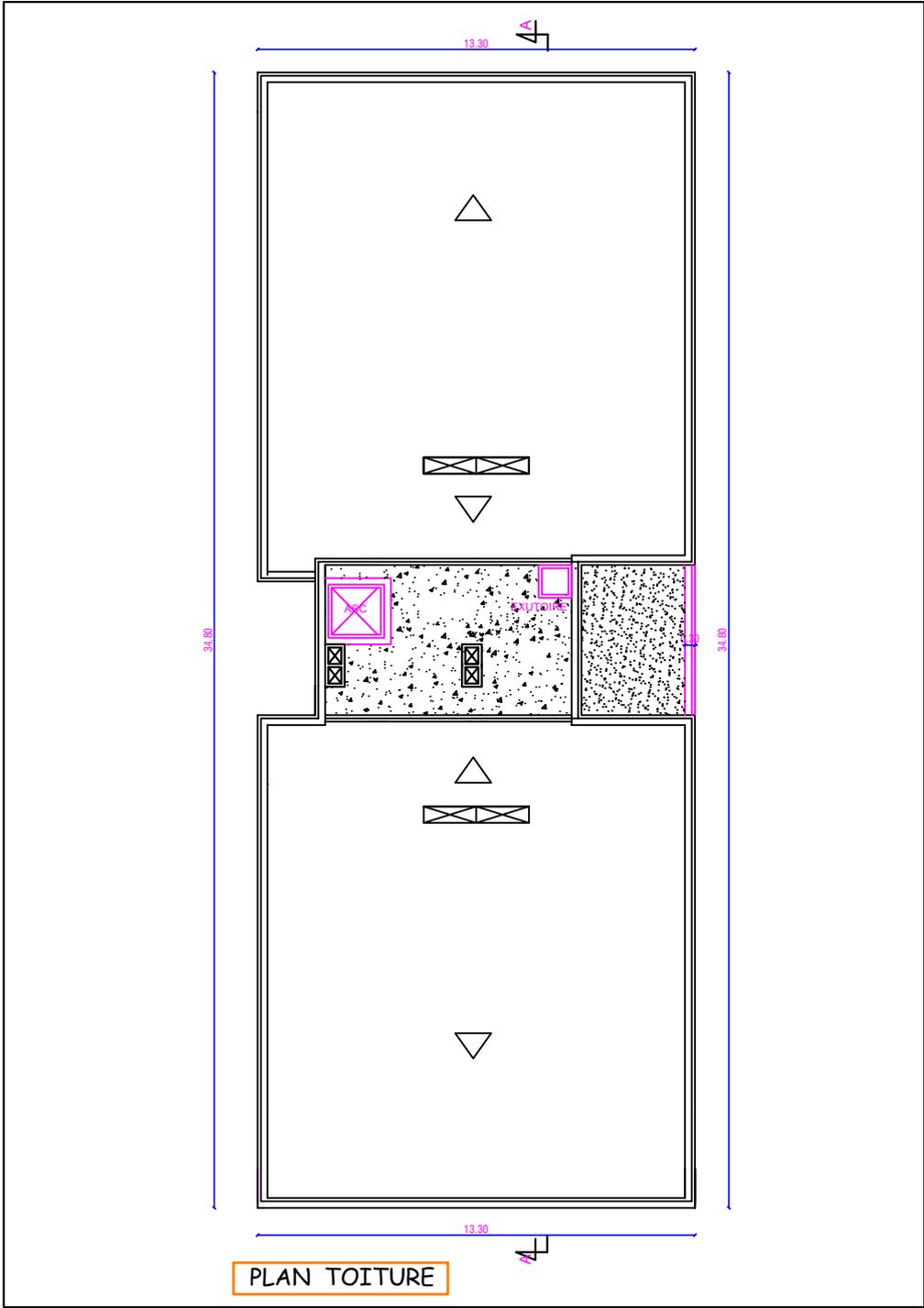
COUPE A-A



PLAN RDC



PLAN ETAGE COURANT



Introduction générale

Introduction générale

Construire a toujours été un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination dans chaque cas la structure la mieux adaptée parmi celles qui existent.

Il est donc nécessaire d'une part de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites, leur coût et d'autre part, de recenser et d'évaluer les contraintes le plus précisément possible, pour ne pas s'exposer à des imprévus pendant les exécutions.

La conception est la phase la plus difficile dans l'élaboration d'un projet. Pour les bâtiments, c'est elle qui permet de fixer la nature et le type d'ouvrage le plus économique, capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées, il faut pour cela connaître l'ensemble des contraintes à respecter et les types d'ouvrages qui peuvent être envisagées.

On retient les solutions qui apparaissent à première vue comme les meilleures et qui feront ensuite l'objet d'une étude plus approfondis.

Notre travail est donc de mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation master à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé de forme irrégulière en R + 12, dont le système de contreventement par des voiles (voiles-portiques).

Pour ce faire, nous avons partagé le travail en six chapitres :

1. Présentation de l'ouvrage.
 2. Pré dimensionnement des éléments structuraux.
 3. Etude des éléments secondaires.
 4. Etude dynamique en zone sismique.
 5. ferraillage d'éléments structuraux.
 6. Etude des fondations.
- L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir **BAEL91, CBA93, RPA99 version 2003** et les différents **DTR**.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I. Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

II. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de cette présente étude est un bâtiment multifonctionnel qui regroupe, commerces et logements d'habitation, L'ouvrage est implanté dans la wilaya de Tizi-ouzou, selon le règlement parasismique algérien (**RPA99 version 2003**) elle est classée comme étant une (**zone IIa**).

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48m, c'est le « **groupe 2** ».

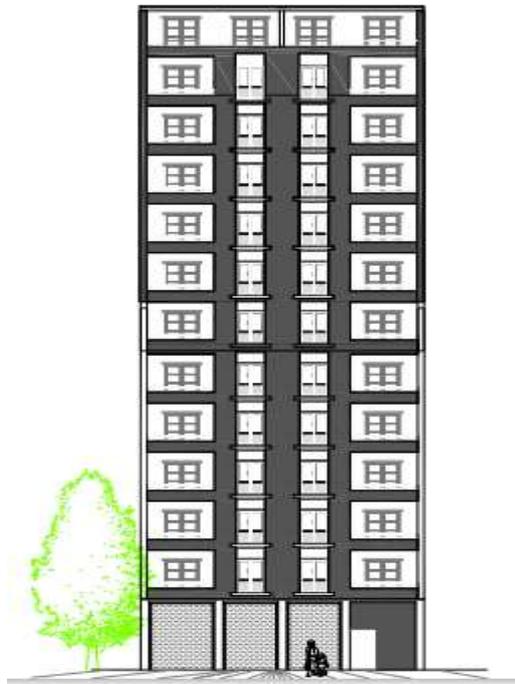


Figure I.1.: Façade de Bâtiment

II.1. Caractéristiques de l'ouvrage:

L'ouvrage en question a une forme irrégulière, il se compose de **RDC+12étages**.

- RDC d'usage commerce.
- 1^{er} jusqu' a au 12^{ème} étages sont à usage d'habitation
- Cet ouvrage comporte une terrasse inaccessible.

II.2. Caractéristiques géométrique de l'ouvrage:**a) Dimensions en plan du l'ouvrage:**

- Longueur totale du bâtiment (sens longitudinal) : 32,40m.
- Largeur totale du bâtiment (sens transversal) : 13,30m.

b) Dimensions en élévation du l'ouvrage :

- Hauteur totale est de : 41,14m.
- Hauteur du rez-de-chaussée : 4,42m.
- Hauteur de l'étage courant : 3,06m.

III. Description structurelle:**III.1. Ossature :**

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude est constitué par un système de contreventement mixte, à savoir, portiques et voiles en béton armé suivant les deux sens selon le règlement parasismique algérien.

III.2. les Planchers:

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

III.3. les poteaux:

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

III.4. les poutres:

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :

- Poutre porteuse,
- Poutre non porteuse.

III.5. L'acrotère:

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

III.6 les escaliers:

La structure comporte un seul type d'escalier qui sert à relier les planchers de tous les étages.

III.7. Ascenseurs :

La structure comporte une cage d'ascenseur du RDC jusqu'au 12^{ème} étage.

III.8. Maçonnerie:

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

III.9. Terrasse:

- La terrasse est inaccessible.

III.10. Caractéristiques du sol:

- La contrainte admissible du sol est de 2,50 bars.
- la catégorie du site est un site meuble (S3)

IV. les propriétés des matériaux:

IV.1. Béton :

a. Composition :

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenue en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

Il est composé de :

- **Ciment** : il existe plusieurs types de ciment selon le type et la quantité d'ajout.
- **Granulats** : Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :
 - Sable de dimension ($0 \leq D_s \leq 5$) mm
 - Gravier de dimension ($8 \leq D_g \leq 15$) mm
- **Eau de gâchage** : Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

b. Résistance du béton :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j " jours d'âge.

• Résistance à la compression :

Désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16×32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leur section est de 200 cm². Pour les ouvrages

courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à **30 MPa**.

- **Résistance à la traction :**

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

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

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ et à la traction $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$

c. Module de déformation longitudinale du béton :

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal, il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

- **Module de déformation instantané :**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Pour : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{i28} = 34179,56 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation différé**

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures, ce module est défini par : $E_{vj} = 3700 \cdot (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$

Pour : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{v28} = 11496,76 \text{ MPa}$

d. Coefficient de poisson :

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

e. Contraintes limites de calcul :

En se référant au règlement du BAEL 91(modifier 99), on distingue deux états limites.

1. Etat limite ultime « E.L.U » :

C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } \gamma_b = \text{Coefficient de sécurité.}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Cas de situations durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{Cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

f_{c28} =Résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

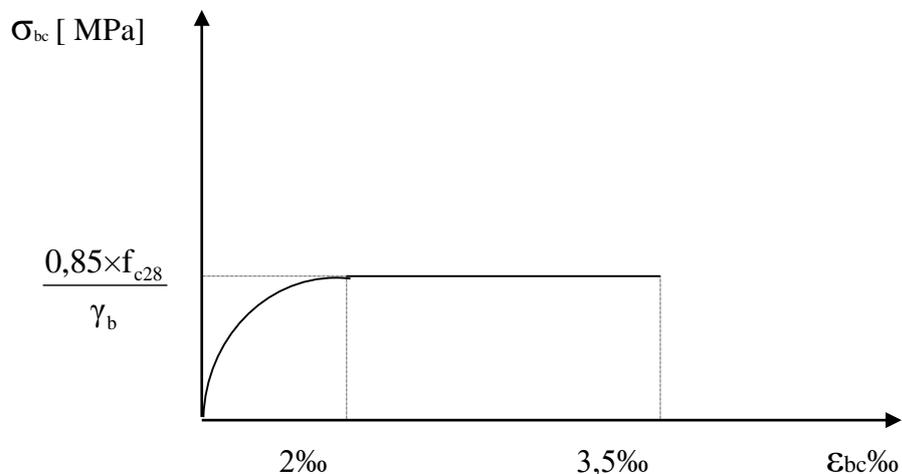


Figure I.2: Diagramme contraintes – déformations à l'ELU

2. Etat limite de service « E. L. S » :

Etat limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par

:

$$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} [\text{MPa}]$$

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

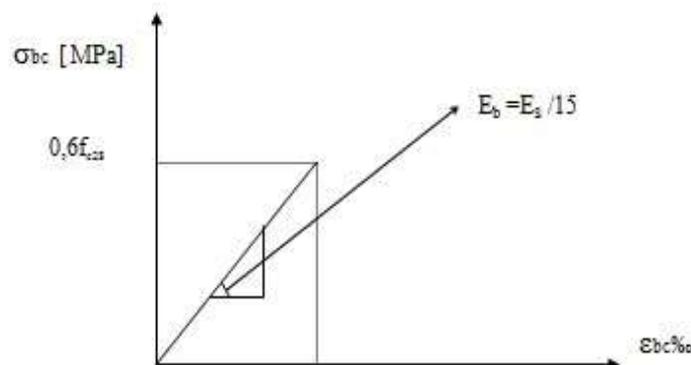


Figure I.3 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS

IV.2. Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 22 et FeE 24 pour les armatures transversales.
- Les barres à haute (HA) : nuances FeE500 pour les armatures longitudinales.

- Treillis soudés (TS) : TLE52 $\varnothing = 6$ mm pour les dalles.

a. Limites élastiques :

- Ronds lisses

$$\text{FeE240} \longrightarrow \text{fe}=235 \text{ Mpa}$$

- Haute adhérence

$$\text{FeE 500} \longrightarrow \text{fe} = 500 \text{ MPa}$$

b. Contrainte de calcul :

1. E. L. U:

σ_s = contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

γ_s : Est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Situation durable ou transitoire} \\ 1,0 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

- Rond lisse (fe = 235 MPa)

{	$\sigma_s = 204,35 \text{ MPa}$	Situation durable ou transitoire
	$\sigma_s = 235 \text{ MPa}$	Situation accidentelle
- Haute adhérence (fe = 500 MPa)

{	$\sigma_s = 434,78 \text{ MPa}$	Situation durable ou transitoire
	$\sigma_s = 500 \text{ MPa}$	Situation accidentelle

2. E. L. S :

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} = \min \{2/3f_e; \max (f_e/2; 110\sqrt{\eta f_t 28})\}$
- Pour une fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} = 0,8 \min \{2/3f_e; \max (f_e/2; 110\sqrt{\eta f_t 28})\}$

Avec :

η = coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{Pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{Pour les aciers à haute adhérence} \end{cases}$$

c. Allongement de rupture :

ε_s = Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

d. Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations, il sera pris égale à : $E_s = 2,1.10^5$ [MPa]

e. Diagramme contraintes – déformations à l'ELU :

σ_s = Contrainte de l'acier.

γ_s = Coefficient de sécurité de l'acier.

ε_s = Allongement relatif de l'acier.

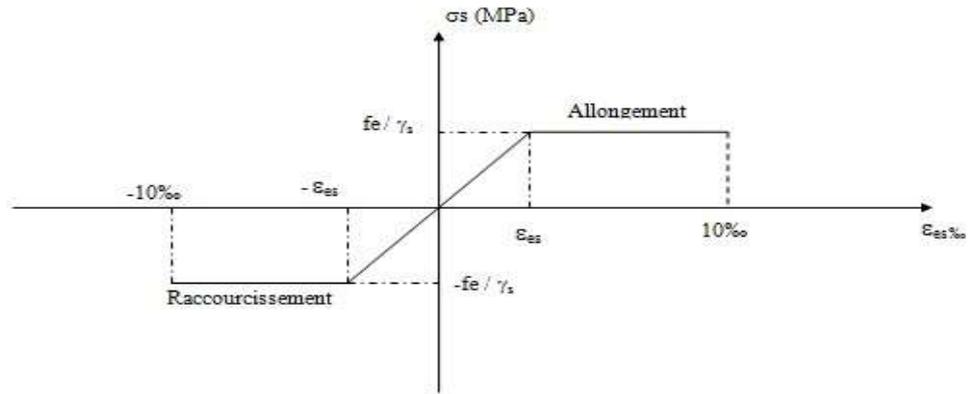


Figure I.4 : Diagramme contrainte – déformations de l’acier à l’E.L.U

V. Hypothèses de calcul aux états limites :

V.1. Hypothèse de calcul à l’ELU :

- Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).
- Il n’y a pas de glissement relatif entre les armatures d’acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\epsilon_{bc}=3,5\%$ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2 ‰ dans le cas de compression simple.
- L’allongement unitaire de l’acier est limité à 10‰.

V.2. Hypothèse de calcul à l’ELS :

- Conservation des sections planes.
- Glissement entre l’acier et le béton est négligeable.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b \times \epsilon_{bc}$$

$$\sigma_s = E_s \times \epsilon_{bc}$$

- Par convention le coefficient d’équivalence entre l’acier et le béton et :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

Chapitre 2

Prédimensionnement

I. Introduction :

La phase de pré dimensionnement est une phase de conception et de dimensionnement des éléments de la structure, ce dimensionnement porte sur les planchers, les poutres et les poteaux, ils sont effectués préliminairement et corrigés éventuellement au moment de l'étude.

II. Pré dimensionnement des planchers à corps creux :

$$h_i \geq \frac{L}{22.5} \text{ (Art B.6.8.4.2 CBA93)}$$

L : Longueur de la portée libre maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

h_i : Hauteur du plancher.

$$L = 3.25\text{m}$$

$$L = 325 \text{ cm} \Rightarrow h_i \geq \frac{325}{22.5} = 14.44 \text{ cm.}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4) = 20\text{cm}$.

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression.

III. Evaluation des charges et surcharges :

III.1. Les charges permanentes

III.1.1. Plancher terrasse

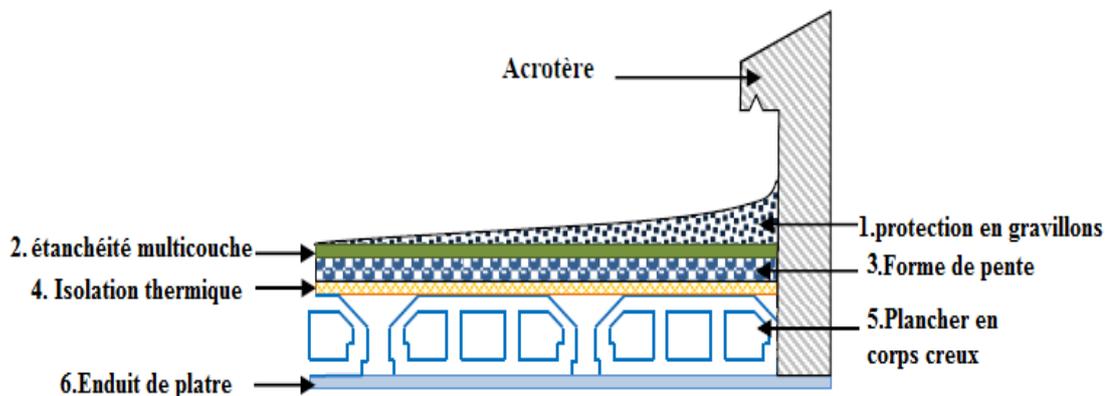


Figure. II.1 : Plancher terrasse en corps creux.

Tableau II.1: Les charges permanentes sur le plancher terrasse inaccessible.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (kN/m ³)	Masse surfacique (kN/m ²)
1- Protection mécanique en gravier	e = 5	17	0,890
2- Etanchéité multicouche	e = 2	/	0,12
3- Forme de pente	e = 10	22	2,2
4- Isolation thermique	e = 4	4	0,16
5- Dalle de compression + corps creux (4+16)	/	/	2,80
6- Enduit de plâtre	e = 2	10	0,2
			$\Sigma G = 6,38$

III.1.2. Plancher courant

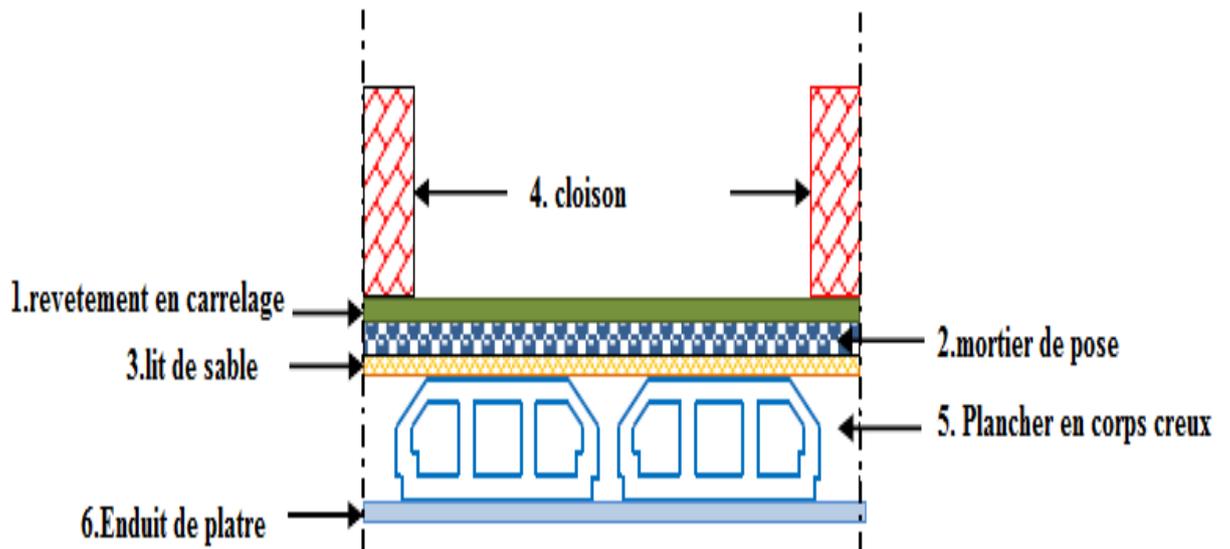


Figure. II.2 : Plancher étage courant en corps creux.

Tableau II.2 : Les charges permanentes sur le plancher étage courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (kN/m ³)	Masse surfacique (kN/m ²)
1- Carrelage	e = 2	20	0,40
2- Mortier de Pose	e = 2	20	0,40
3- lit de sable	e = 3	18	0,54
4- Dalle de compression +corps creux (4+16)	/	/	2,80
5- enduit de plâtre	e = 2	10	0,20
cloisons légères	/	/	1,0
			$\Sigma G = 5,34$

III.1.3. Maçonnerie

Mur extérieur à double cloison :

Les murs extérieurs sont en double cloisons, et ils sont réalisés en briques creux de 10cm. D'épaisseurs et une l'âme d'air de 5 cm.

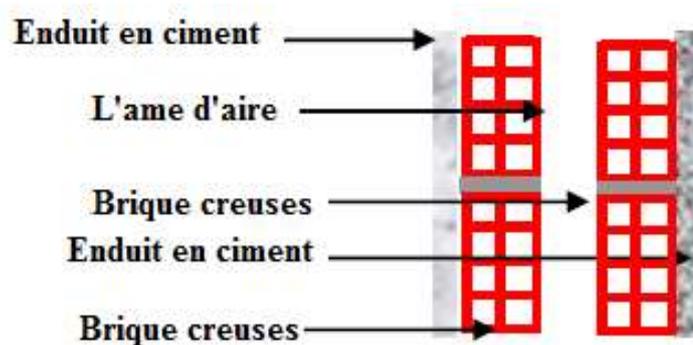


Figure II.3 : Mur extérieur.

Tableau II.3 : Les charges permanentes sur des murs extérieurs.

Matériaux	épaisseur (cm)	Poids Volumique (kN/m ³)	Masse surfacique (kN/m ²)
1- Enduit en ciment extérieur	e = 2	18	0,36
2- Briques creuses	e = 15	9	1,35
3- L'âme d'air	e = 5	/	/
4- Briques creuses	e = 10	9	0,90
5- Enduit en plâtre intérieur	e = 2	10	0,20
			∑ G = 2,81

III.1.4. Acrotère :

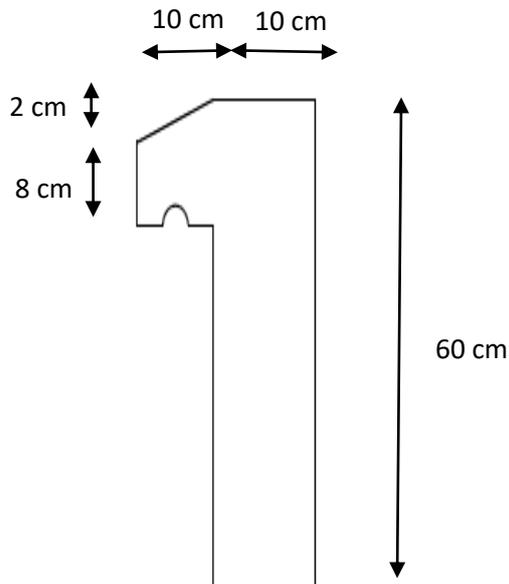


Figure II.4 : Dimensions de l'acrotère.

Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de : $G = \rho \times S$

- S : la surface transversale totale de l'acrotère.
- ρ : le poids volumique tel que $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$.

$$S = (0,10 \times 0,6) + (0,07 \times 0,10) + 0,10 \times \frac{0,03}{2} = 0,0685 \text{ m}^2$$

D'où :

- Poids propre de l'acrotère :

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

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

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,392 \text{ kN/ml}$$

$$\mathbf{G = 2,117 \text{ kN/ml}}$$

III.2. Les charges d'exploitations :

Vu la nature des planchers et leurs usage, on distingue les charges d'exploitations du tableau suivant :

Tableau II.4 : Les charges d'exploitations.

	Surcharge
Acrotère	1,0 kN/ml
Plancher terrasse (inaccessible)	1,0 kN/m ²
Plancher courant (habitation)	1,5 kN/m ²
Plancher RDC (commerce)	5,0 kN/m ²
Escaliers	2,5 kN/m ²
Balcon	3,5 kN/m ²

IV. 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 : Largueur 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 : $\frac{h}{b} \leq 4$

Exemple de calcul :

▪ Poutre Porteuse : $L_{\max}=500\text{ cm}$

$$33.33\text{cm} \leq h \leq 50\text{cm} \quad \Rightarrow \quad h = 45\text{cm}$$

$$13.5 \leq b \leq 31.5\text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30\text{ cm}$$

Nous choisissons une poutre de : **$b \times h = 30 \times 45\text{ cm}^2$**

• Vérification selon le RPA99 :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{ cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 45\text{ cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1,5 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

▪ **Poutre non porteuse** : $L_{\max}=345$ cm

• **selon BAEL91**

$$23\text{cm} \leq h \leq 34.5\text{cm} \Rightarrow h = 30\text{cm}$$

$$9 \leq b \leq 21\text{cm} \Rightarrow b = 20\text{cm}$$

Nous choisissons une poutre de : **$b \times h = 20 \times 30 \text{ cm}^2$**

• **Vérification selon le RPA99**

$$\left. \begin{array}{l} b = 20\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1,5 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

V. Pré dimensionnement des poteaux :

a. Principe

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

b. Étapes de pré dimensionnement (calcul)

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

c- 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.

Q : Charge d'exploitation.

Dimensionnement des poteaux :

Les dimensions des sections transversales des poteaux doivent être calculés à BAEL et vérifiés à l'RPA.

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

On a alors : $a = \frac{\sqrt{12}}{35} l_f \approx \frac{l_f}{10}$: on prend $a = \frac{l_f}{10}$ et $b = 2 + \frac{B_r}{a - 2}$

λ : L'élanement d'EULER dépend de la longueur de flambement et de la dimension a

Avec $l_f = \mu l_0$

l_f : La longueur de flambement.

l_0 : La longueur libre (hauteur entre nu d'étage).

μ : coefficient dépend de type de liaison (appui/encastrement).

On prend $\mu=0.7$ (encastrement-articulation)

- pré- dimensionnement suivant le BAEL :

On a $\lambda \geq 35 \longrightarrow \lambda = 35$

➤ **Calcul a :**

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \longrightarrow a = \frac{l_f \sqrt{12}}{\lambda} = \frac{l_f \sqrt{12}}{35} = \frac{l_f}{10}$$

$l_f = 0.7 \times l_0$ avec : $l_0 = 442 \text{ cm}$

$l_f = 0.7 \times 442 \rightarrow l_f = 309.4 \text{ cm} \rightarrow a = \frac{309.4}{10} = 30.94 \text{ cm}$

➤ calcul b :

$$b = 2 + \frac{B}{a - 2}$$

donc on prend :

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

$$B_r \geq \frac{\beta N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + \sigma_{s10} 0.85 \frac{A_s}{B_r}} \dots \dots \dots \text{Art (B.8.4.1)}$$

avec :

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

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

l_f : longueur de flambement ;

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

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

et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I_{\min} = \frac{hb^3}{12} \right)$.

* B : surface de la section du béton ($B = a \times b$).

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

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

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

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

* A_s : section d'acier comprimée.

* B_r : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle I_{cm} d'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r = (a-0,02)(b-0,02)$) [m^2].

β : coefficient dépend de l'élançement du poteau.

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{---} \rightarrow \text{ Pour } \lambda \leq 50 \\ \beta = \frac{0,85 \times \lambda^2}{1500} \quad \text{---} \rightarrow \text{ Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

➤ 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 : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

σ_s : résistance de calcul les aciers à l'ELU :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

σ_{bc} : résistance de calcul du béton à l'ELU ;

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 30}{1,5} = 17 \text{ MPa}$$

Pour toutes les armatures participent à la résistance on prend :

$$\lambda = 35 \Rightarrow \beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{35}{35}\right)^2 \Rightarrow \beta = 1,2$$

On tire de l'équation la valeur de B_r :

$$B_r \geq \frac{1,2 \times N_U}{\left[\left(\frac{17}{0,9}\right) + 0,85 \times 0,01 \times 434,78 \right]}$$

D'où :

$$B_r \geq 0,0531 \times N_U$$

➤ **La Descente de charge :**

On va calculer les charges permanentes et les surcharges d'exploitation reprises par le poteau central, le poteau de l'angle et le poteau de rive le plus sollicité

Calcul de poteau central le plus sollicité :

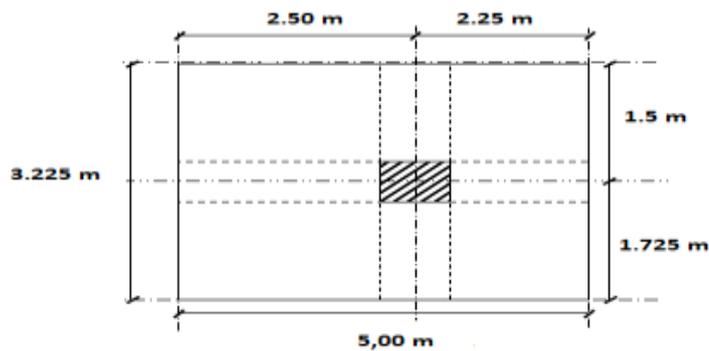


Figure II.5 : surface reprise par le poteau central.

$$S = 4,75 \times 3,225 = 15,32 \text{ m}^2$$

Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

▪ **Les charges permanentes :**

Niveau 12 :

$$G_{\text{poteau}} = P_{\text{poutre}} + P_{\text{dalle}} + 10\% P_1$$

Avec : $P_1 = P_{\text{poutre}} + P_{\text{dalle}}$

$$G_{\text{Terrasse}} = 6,38 \times 15,32 = 97,74 \text{ KN}$$

$$G_{PP} = 0,30 \times (0,45 - 0,2) \times 4,75 \times 25 = 8,906 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 0,20 \times (0,30 - 0,2) \times (3,225 - 0,3) \times 25 = 1,4625 \text{ KN}$$

$$P_1 = 97,74 + 8,906 + 1,4625 = 108,108 \text{ KN}$$

$$G_{12} = 108.108 + 10\%(108.108) = 118.918 \text{ KN}$$

$$G_{12}=118.918 \text{ KN}$$

Niveau 11 :

$$G_{11} = G_{PTerasse} + G_{Pprincipale} + G_{p.secondaire} + 10\%P_1'$$

Avec :

$$P_1' = G_{PTerasse} + G_{Pprincipale} + G_{p.secondaire}$$

$$G_{Terasse} = 5.34 * 15.32 = 81.962 \text{ KN}$$

$$G_{PP} = 0.30 * (0.45 - 0.2) * 4.75 * 25 = 8.906 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 0.20 * (0.30 - 0.2) * (3.225 - 0.3) * 25 = 1.4625 \text{ KN}$$

$$P_1' = 81.962 + 8.906 + 1.4625 = 92.33 \text{ KN}$$

$$G_{11} = 92.33 + 10\%(92.33) = 101.563 \text{ KN}$$

$$G_{11} = \dots = G_0 = 101.563 \text{ KN}$$

▪ **Les charges d'exploitation :**

$$Q = q * S$$

$$Q_0 = 1 * 15.32 = 15.32 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 1.5 * (15.32) = 22.98 \text{ KN}$$

$$Q_2 = 1.5 * (15.32) = 22.98 \text{ KN}$$

$$Q_3 = 1.5 * (15.32) = 22.98 \text{ KN}$$

$$Q_4 = 1.5 * (15.32) = 22.98 \text{ KN}$$

$$Q_5 = 1.5 * (15.32) = 22.98 \text{ KN}$$

$$Q_6 = 1.5 * (15.32) = 22.98 \text{ KN}$$

$$Q_7 = 1.5 * (15.32) = 22.98 \text{ KN}$$

$$Q_8=1.5* (15.32)= 22.98 \text{ KN}$$

$$Q_9=1.5* (15.32)= 22.98 \text{ KN}$$

$$Q_{10}=1.5* (15.32)= 22.98 \text{ KN}$$

$$Q_{11}=1.5* (15.32)= 22.98 \text{ KN}$$

$$Q_{12}=1.5* (15.32)= 22.98 \text{ KN}$$

Tableau II.5 : Descente de charge et Dégression des surcharges pour poteau central.

N	G(KN)	Q(KN)	G cumulé(KN)	Q cumulé(KN)
12	G₁₂= 118.91	Q₀=15.32	G=118.918	Q₀=15.32
11	G₁₁= 101.56	Q₁=22.98	G=G₁₂ + G₁₁=220.481	Q₀+Q₁=38.3
10	G₁₀= 101.56	Q₂=22.98	G=G₁₂+.. +G₁₀=322.044	Q₀ + Q₁ + 0.9 Q₂=58.982
9	G₉= 101.56	Q₃ =22.98	G=G₁₂+.. +G₉=423.607	Q₀+ Q₁ + 0.9 Q₂ + 0.8 Q₃ =77.366
8	G₈= 101.56	Q₄=22.98	G=G₁₂+.. +G₈=525.17	Q₀+ Q₁+.. +0.7 Q₄=93.452
7	G₇= 101.56	Q₅=22.98	G=G₁₂+.. +G₇=626.733	Q₀+ (Q₁+.. +0.6 Q₅)=107.24
6	G₆= 101.56	Q₆=22.98	G=G₁₂+.. +G₆=728.296	Q₀+Q₁+.. +0.5 Q₆=118.73
5	G₅= 101.56	Q₇=22.98	G=G₁₂+.. +G₅=829.859	Q₀+Q₁+.. +0.5 Q₇=130.22
4	G₄= 101.56	Q₈=22.98	G=G₁₂+.. +G₄=931.422	Q₀+Q₁+.. +0.5 Q₈=141.71
3	G₃= 101.56	Q₉=22.98	G=G₁₂+.. +G₃=1032.985	Q₀+Q₁+.. +0.5 Q₉=153.2
2	G₂= 101.56	Q₁₀=22.98	G=G₁₂+.. +G₂=1134.548	Q₀+Q₁+.. +0.5 Q₁₀=164.69
1	G₁= 101.56	Q₁₁=22.98	G=G₁₂+.. +G₁=1236.11	Q₀+Q₁+.. +0.5 Q₁₁=176.18
RDC	G₀= 101.56	Q₁₂=22.9	G=G₁₂+.. +G₀=1337.67	Q₀+Q₁+.. +0.5 Q₁₂=187.67

$$N_u=1.35 G+ 1.5 Q=2087.365 \text{ KN.}$$

Calcul du poteau d'angle le plus sollicité :

Poteau de l'angle : $S=3.88 \text{ m}^2$

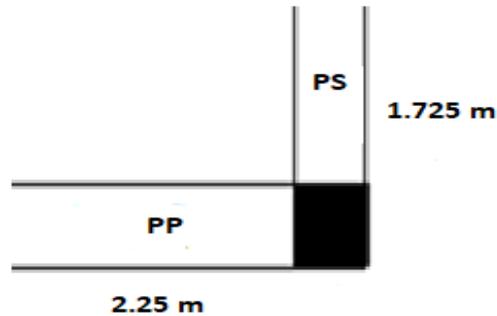


Figure II.6 : surface reprise par le poteau d'angle.

Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

- **Les charges permanentes :**

Niveau 12 :

$$G_{12} = G_{PTerasse} + G_{Pprincipale} + G_{p.secondaire} + G_{acrotère} + 10\%P_2$$

Avec : $P_2 = G_{PTerasse} + G_{Pprincipale} + G_{p.secondaire} + G_{acrotère}$

$$G_{Terasse} = 6.38 * 3.88 = 24.75 \text{ KN}$$

$$G_{PP} = 0.30 * (0.45 - 0.2) * 2.25 * 25 = 4.22 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 0.20 * (0.30 - 0.2) * (1.725 - 0.3) * 25 = 0.71 \text{ KN}$$

$$G_{acrotère} = \gamma_b \times S \times l$$

S : section transversal de l'acrotère

l : la longueur de la l'acrotère

$$S = s_1 + s_2 - s_3 = (60 * 10) + (10 * 10) - (10 * 2 / 2)$$

$$S = 690 \text{ cm}^2 = 0.069 \text{ m}^2$$

$$l = 2.25 + (1.725 - 0.10) = 3.875 \text{ m}$$

$$G_{acrotère} = (0.069 * 3.875) * 25 = 6.68 \text{ KN}$$

$$P_2 = 24.75 + 4.22 + 0.71 + 6.68 = 36.36 \text{ KN}$$

$$G_{12} = 36.36 + 10\%(36.36) = 40 \text{ KN}$$

$$G_{12} = 40 \text{ KN}$$

Niveau 11 :

$$G_{11} = G_{PTerasse} + G_{Pprincipale} + G_{p.seconde} + 10\%P_2'$$

$$\text{Avec : } P_2' = G_{PTerasse} + G_{Pprincipale} + G_{p.seconde}$$

$$G_{Terasse} = 5.34 * 3.88 = 20.72 \text{ KN}$$

$$G_{PP} = 0.30 * (0.45 - 0.2) * 2.25 * 25 = 4.22 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 0.20 * (0.30 - 0.2) * (1.725 - 0.3) * 25 = 0.71 \text{ KN}$$

$$P_2' = 20.72 + 4.22 + 0.71 = 25.65 \text{ KN}$$

$$G_{11} = 25.65 + 10\%(25.65) = 28.22 \text{ KN}$$

$$G_{11} = \dots = G_0 = 28.22 \text{ KN}$$

- **Les charges d'exploitation :**

$$Q = q * S$$

$$Q_0 = 1 * 3.88 = 3.88 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 1.5 * (3.88) = 5.82 \text{ KN}$$

$$Q_2 = 1.5 * (3.88) = 5.82 \text{ KN}$$

$$Q_3 = 1.5 * (3.88) = 5.82 \text{ KN}$$

$$Q_4 = 1.5 * (3.88) = 5.82 \text{ KN}$$

$$Q_5 = 1.5 * (3.88) = 5.82 \text{ KN}$$

$$Q_6 = 1.5 * (3.88) = 5.82 \text{ KN}$$

$$Q_7 = 1.5 * (3.88) = 5.82 \text{ KN}$$

$$Q_8 = 1.5 * (3.88) = 5.82 \text{ KN}$$

$$Q_9 = 1.5 * (3.88) = 5.82 \text{ KN}$$

$$Q_{10} = 1.5 * (3.88) = 5.82 \text{ KN}$$

$$Q_{11}=1.5 * (3.88)=5.82 \text{ KN}$$

$$Q_{12}=1.5 * (3.88)=5.82 \text{ KN}$$

Tableau II.6 : Descente de charge et Dégression des surcharges pour poteau d'angle.

N	G(KN)	Q(KN)	G cumulé(KN)	Q cumulé(KN)
12	$G_{12} = 40$	$Q_0=3.88$	$G=40$	$Q_0=3.88$
11	$G_{11} =28.22$	$Q_1=5.82$	$G=G_{12} + G_{11}=68.22$	$Q_0+Q_1=9.70$
10	$G_{10} =28.22$	$Q_2=5.82$	$G=G_{12}+..+G_{10}=96.44$	$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2=14.938$
9	$G_9 =28.22$	$Q_3 =5.82$	$G=G_{12}+..+G_9=124.66$	$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3 =19.594$
8	$G_8 =28.22$	$Q_4=5.82$	$G=G_{12}+..+G_8=152.88$	$Q_0+ Q_1+..+0.7Q_4=23.668$
7	$G_7 =28.22$	$Q_5=5.82$	$G=G_{12}+..+G_7=181.1$	$Q_0+ (Q_1+..+0.6Q_5)=27.16$
6	$G_6 =28.22$	$Q_6=5.82$	$G=G_{12}+..+G_6=209.32$	$Q_0+Q_1+..+0.5Q_6=30.07$
5	$G_5 =28.22$	$Q_7=5.82$	$G=G_{12}+..+G_5=237.54$	$Q_0+Q_1+..+0.5Q_7=32.98$
4	$G_4 =28.22$	$Q_8=5.82$	$G=G_{12}+..+G_4=265.76$	$Q_0+Q_1+..+0.5Q_8=35.89$
3	$G_3 =28.22$	$Q_9=5.82$	$G=G_{12}+..+G_3=293.98$	$Q_0+Q_1+..+0.5Q_9=38.8$
2	$G_2 =28.22$	$Q_{10}=5.82$	$G=G_{12}+..+G_2=322.2$	$Q_0+Q_1+..+0.5Q_{10}=41.71$
1	$G_1 =28.22$	$Q_{11}=5.82$	$G=G_{12}+..+G_1=350.42$	$Q_0+Q_1+..+0.5Q_{11}=44.62$
RDC	$G_0 =28.22$	$Q_{12}=5.82$	$G=G_{12}+..+G_0=378.64$	$Q_0+Q_1+..+0.5Q_{12}=47.53$

$$N_u=1.35 G+ 1.5 Q=582.459 \text{ KN.}$$

Calcul du poteau de rive le plus sollicité :

Poteau de Rive : $S=8.19 \text{ m}^2$

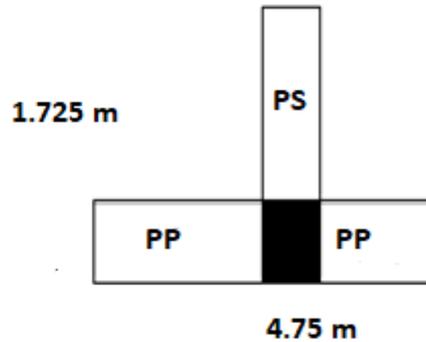


Figure II.7 : surface reprise par le poteau de rive.

Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

- Les charges permanentes :

Niveau 12 :

$$G_{12} = G_{PTerasse} + G_{Pprincipale} + G_{p.seconde} + G_{acrotère} + 10\%P_2''$$

Avec : $P_2'' = G_{PTerasse} + G_{Pprincipale} + G_{p.seconde} + G_{acrotère}$

$$G_{Terasse} = 6.38 * 8.19 = 52.25 \text{ KN}$$

$$G_{PP} = 0.30 * (0.45 - 0.2) * 4.75 * 25 = 8.91 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 0.20 * (0.30 - 0.2) * (1.725 - 0.3) * 25 = 0.71 \text{ KN}$$

$$G_{acrotère} = \gamma_b \times S \times l$$

S : section transversal de l'acrotère

l : la longueur de la l'acrotère

$$S = s_1 + s_2 - s_3 = (60 * 10) + (10 * 10) - (10 * 2 / 2)$$

$$S = 690 \text{ cm}^2 = 0.069 \text{ m}^2$$

$$l = 4.75 \text{ m}$$

$$G_{acrotère} = (0.069 * 4.75) * 25 = 8.19 \text{ KN}$$

$$P_2 = 52.25 + 8.91 + 0.71 + 8.19 = 70.06 \text{ KN}$$

$$G_{12} = 70.06 + 10\%(70.06) = 77.07 \text{ KN}$$

$$G_{12} = 77.07 \text{ KN}$$

Niveau 11 :

$$G_{11} = G_{PTerasse} + G_{Pprincpale} + G_{p.secondaire} + 10\%P_2''$$

$$\text{Avec : } P_2'' = G_{PTerasse} + G_{Pprincpale} + G_{p.secondaire}$$

$$G_{Terasse} = 5.34 * 8.19 = 43.73 \text{ KN}$$

$$G_{PP} = 0.30 * (0.45 - 0.2) * 4.75 * 25 = 8.91 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 0.20 * (0.30 - 0.2) * (1.725 - 0.3) * 25 = 0.71 \text{ KN}$$

$$P_2'' = 43.73 + 8.91 + 0.71 = 53.35 \text{ KN}$$

$$G_{11} = 53.35 + 10\%(53.35) = 58.69 \text{ KN}$$

$$G_{11} = \dots = G_0 = 58.69 \text{ KN}$$

▪ Les charges d'exploitation :

$$Q = q * S$$

$$Q_0 = 1 * 8.19 = 8.19 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 1.5 * (8.19) = 12.29 \text{ KN}$$

$$Q_2 = 1.5 * (8.19) = 12.29 \text{ KN}$$

$$Q_3 = 1.5 * (8.19) = 12.29 \text{ KN}$$

$$Q_4 = 1.5 * (8.19) = 12.29 \text{ KN}$$

$$Q_5 = 1.5 * (8.19) = 12.29 \text{ KN}$$

$$Q_6 = 1.5 * (8.19) = 12.29 \text{ KN}$$

$$Q_7 = 1.5 * (8.19) = 12.29 \text{ KN}$$

$$Q_8 = 1.5 * (8.19) = 12.29 \text{ KN}$$

$$Q_9 = 1.5 * (8.19) = 12.29 \text{ KN}$$

$$Q_{10}=1.5 * (8.19)= 12.29 \text{ KN}$$

$$Q_{11}=1.5 * (8.19)= 12.29 \text{ KN}$$

$$Q_{12}=1.5 * (8.19)= 12.29 \text{ KN}$$

Tableau II.7 : Descente de charge et Dégression des surcharges pour poteau de rive.

N	G(KN)	Q(KN)	G cumulé(KN)	Q cumulé(KN)
12	$G_{12} = 77.07$	$Q_0=8.19$	$G=77.07$	$Q_0=8.19$
11	$G_{11} =58.69$	$Q_1=12.29$	$G=G_{12} + G_{11}=135.76$	$Q_0+Q_1=20.48$
10	$G_{10} =58.69$	$Q_2=12.29$	$G=G_{12}+.. +G_{10}=194.45$	$Q_0 + Q_1 + 0.9 Q_2=31.54$
9	$G_9 =58.69$	$Q_3 =12.29$	$G=G_{12}+.. +G_9=253.14$	$Q_0+ Q_1 + 0.9 Q_2 + 0.8 Q_3 =41.37$
8	$G_8 =58.69$	$Q_4=12.29$	$G=G_{12}+.. +G_8=311.83$	$Q_0+ Q_1+.. +0.7 Q_4=49.98$
7	$G_7 =58.69$	$Q_5=12.29$	$G=G_{12}+.. +G_7=370.52$	$Q_0+ (Q_1+.. +0.6 Q_5)=57.35$
6	$G_6 =58.69$	$Q_6=12.29$	$G=G_{12}+.. +G_6=429.21$	$Q_0+Q_1+.. +0.5 Q_6=63.50$
5	$G_5 =58.69$	$Q_7=12.29$	$G=G_{12}+.. +G_5=487.9$	$Q_0+Q_1+.. +0.5 Q_7=69.64$
4	$G_4 =58.69$	$Q_8=12.29$	$G=G_{12}+.. +G_4=546.59$	$Q_0+Q_1+.. +0.5 Q_8=75.79$
3	$G_3 =58.69$	$Q_9=12.29$	$G=G_{12}+.. +G_3=605.28$	$Q_0+Q_1+.. +0.5 Q_9=81.93$
2	$G_2 =58.69$	$Q_{10}=12.29$	$G=G_{12}+.. +G_2=663.97$	$Q_0+Q_1+.. +0.5 Q_{10}=88.08$
1	$G_1 =58.69$	$Q_{11}=12.29$	$G=G_{12}+.. +G_1=722.66$	$Q_0+Q_1+.. +0.5 Q_{11}=94.22$
RDC	$G_0 =58.69$	$Q_{12}=12.29$	$G=G_{12}+.. +G_0=781.35$	$Q_0+Q_1+.. +0.5 Q_{12}=100.37$

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1205.38 \text{ KN.}$$

$$N_u = \max (N_u_{\text{poteau d'angle}} ; N_u_{\text{poteau de rive}} ; N_u_{\text{poteau de centre}}) = 2087.365 \text{ KN}$$

➤ **Vérification de la dimension de poteau avec la section réduite :**

B_r : c'est la section réduite du poteau

$$\text{A.N : } B_r \geq \frac{1.2 * 2087.365 * 10^3}{\frac{17}{0.9} + 0.85 * \frac{1}{100} * 434.78} = 110839 \text{ mm}^2 = 1108.39 \text{ cm}^2$$

$$\bullet \quad b = \frac{B_r}{a-2} + 2 \quad \longrightarrow \quad b = \frac{1108.39}{30.94-2} + 2$$

$$b = 40.29 \text{ cm}$$

$a > b$ donc le Poteau rectangulaire

a et b multiples de 5 cm donc on prend :

$$a = 35 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 45 \text{ cm}$$

➤ **Condition de R.P.A. 99 :**

Notre construction est classée en zone IIa, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min} (a, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min} (a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec :

$(a ; b)$: dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

$$h_e = 442 - 45 = 397 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (45;35) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifier.} \\ \text{Min } (45;35) \geq \frac{397}{20} = 19.85\text{cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifier.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = \frac{35}{45} = 0,8 < 4 \dots\dots\dots\text{condition vérifier.} \end{array} \right.$$

➤ **Condition de stabilité de forme (flambement) :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i_{\min}} = \frac{0,7 \times L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} \quad \Rightarrow \quad \lambda = \frac{0,7 \times 442}{\sqrt{\frac{45 \times (35)^3}{12 \times 45 \times 35}}} = 30.62$$

Donc $\lambda = 30.62 \leq 35 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$

Choix des sections des poteaux centraux :

Tableau II.8 : Choix des sections des poteaux.

N	G(kn)	Q (kn)	G cumulé (kn)	Q cumulé (kn)	Nu (kn)	Br (cm ²)	a (cm)	b (cm)	RPA (cm ²)	Choix a = b (cm)	vérifié
12	118,918	15,32	118,918	15,32	344,058	182,695	30,6	8,388	25*25	35	OK
11	101,563	22,98	220,481	38,3	355,099	188,558	30,6	8,593	25*25	35	OK
10	101,563	22,98	322,044	58,982	523,232	277,836	30,6	11,715	25*25	35	OK
9	101,563	22,98	423,607	77,366	687,918	365,285	30,6	14,772	25*25	35	OK
8	101,563	22,98	525,17	93,452	849,158	450,903	30,6	17,766	25*25	35	OK
7	101,563	22,98	626,733	107,24	1006,95	534,69	30,6	20,695	25*25	35	OK
6	101,563	22,98	728,296	118,73	1161,295	616,647	30,6	23,561	25*25	35	OK
5	101,563	22,98	829,859	130,22	1315,64	698,605	30,6	26,427	25*25	35	OK
4	101,563	22,98	931,422	141,71	1469,985	780,562	30,6	29,292	25*25	40	OK
3	101,563	22,98	1032,985	153,2	1624,33	862,519	30,6	32,158	25*25	40	OK
2	101,563	22,98	1134,548	164,69	1778,675	944,476	30,6	35,024	25*25	40	OK
1	101,563	22,98	1236,111	176,18	1933,02	1026,434	30,6	37,89	25*25	45	OK
RDC	101,563	22,98	1337,674	187,67	2087,365	1108,39	30,94	40,29	25*25	45	OK

VI. Pré-dimensionnement des voiles :

D'après l'article 7.7.1 du RPA99 V2003, les éléments satisfaisant la condition ($L \geq 4a$) sont considérés comme des voiles. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assure la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré dimensionnement, nous nous sommes basés sur les recommandations du RPA99 version 03.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la

hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

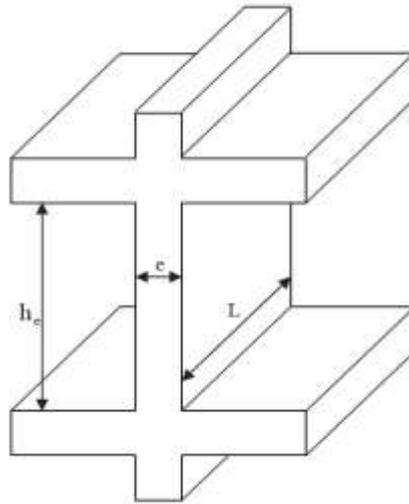


Figure II.8 : Schéma du voile.

Dans notre cas :

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; h_e / 20 \right\} \quad (\text{art:7.7.1 RPA99})$$

Avec:

- h_e : Hauteur d'étage.
- a_{\min} : Epaisseur de voile
- Pour le RDC : $h_e = 3.97 \text{ m}$

D'après le **RPA 99 VERSION 2003**

$$a_{\min} \geq \max (15\text{cm} ; 19.85\text{cm}) \Rightarrow a_{\min} \geq 19.85 \text{ cm}$$

- Pour l'étage courant : $h_e = 2.61 \text{ m}$

D'après le **RPA 99 VERSION 2003**

$$a_{\min} \geq \max (15\text{cm} ; 13.05 \text{ cm}) \Rightarrow a_{\min} \geq 13.05 \text{ cm}$$

On adopte alors pour les voiles une épaisseur de : **$a = 20 \text{ cm}$**

Chapitre 3

Calcul des éléments secondaires

I. ACROTÈRE :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastree 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, ou bien due à l'effet du séisme.

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

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

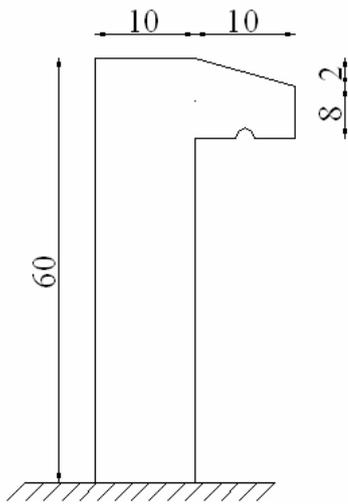


Figure III.1 : Acrotère.

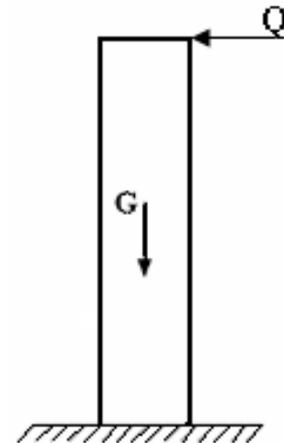


Figure III.2 : Sollicitations de l'acrotère.

I.1 Evaluation des charges

1/Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère :

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

- Poids propre de l'acrotère :

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

- Revêtement en ciment (e=2cm ; ρ=14kN/m³) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60+10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,392 \text{ kN/ml}$$

$$G = 2,117 \text{ kN/ml}$$

2/Charge d'exploitation :

- Q_M=1,00kN/ml (main courante)
- **des forces horizontales : (F_p)**

L'action des forces horizontales est donnée par : F_p = 4AC_pW_p [2]

Avec :

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

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

W_p : Poids de l'acrotère = 2,117 kN.

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,12 = 1,694 \text{ kN.}$$

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q_M ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,694 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = F_p = 1,694 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$G=2,117\text{kN/ml et } Q=1,694\text{KN/ml}$$

I.2 Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U:

$$N_u = 1,35G = 2,858 \text{ kN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q_u \times h = 1,525 \text{ kNm}$$

$$T_u = 1.5 \times Q_u = 2,541 \text{ kN}$$

E.L.S:

$$N_{ser} = G = 2,117 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Q_u \times h = 1,016 \text{ kNm}$$

$$T_{ser} = Q_u = 1,694 \text{ kN}$$

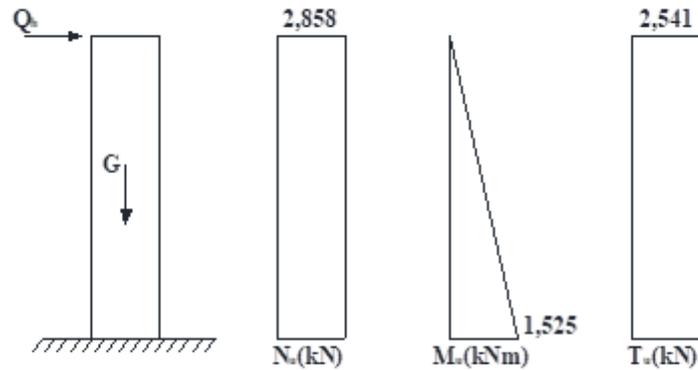


Figure III.3: Diagramme des efforts à l'ELU.

I.3 ferrailage de l'acrotère :

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

a. Calcul de l'excentricité:

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,525}{2,858} = 53,35 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

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 .

b. Calcul du moment fictif « M_f » :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,611 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,012$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0151$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,946cm$$

$$\mu = 0,012 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 434,78MPa$$

$$A_{sf} = f(M_f) \quad A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 41,42mm^2$$

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

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 34,85mm^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0cm^2 \\ A_{s2} = 0,35cm^2 \end{cases}$$

I.4 vérification de la section d'acier selon « bael91modifié 99 » :

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

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

Avec :

$$f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; \quad fe = 500 \text{ MPa} ; \quad b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 9 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1cm^2 ; 0,994cm^2 \} = 1cm^2$$

Donc : on opte finalement pour **6T6 = 1,70 cm²**

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

I.5 Armatures de répartitions :

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

On choisit **4T6 = 1,13 cm²** avec un espacement $S_t = \frac{60}{3} = 20cm$

I.6 vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48cm$$

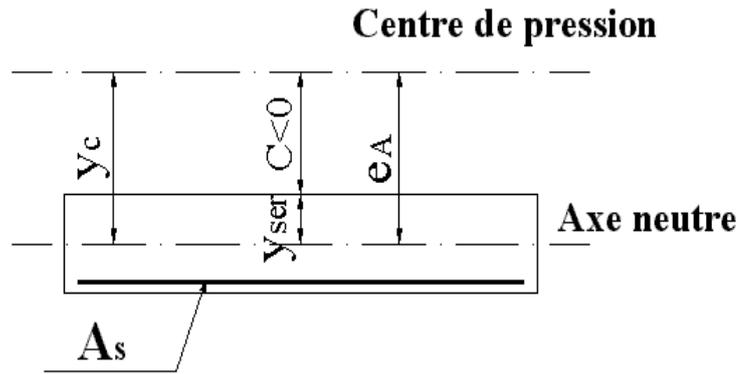


Figure III.4 : distance de l'axe neutre.

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

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

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 52 \text{ cm} \Rightarrow C = -43 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

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

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

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

Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5467,44 \\ \text{et} \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 15487688 \end{array} \right.$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -2,261.10^8$$

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

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,38$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -85,28cm$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 46,13cm$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 39,16cm$$

La solution qui convient est : $y_c = 46,13 \text{ cm}$

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

$$0 < y_{ser} = 46,13 - 43 = 3,13 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 3,13cm \\ y_c = 46,13cm \end{cases}$$

• **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2] = 1900,79cm^4 \quad ; \quad n = 15$$

I.7 Vérification des contraintes :

a. Contrainte du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,117.10^3 \times 46,13.10}{1900,79.10^4}\right) \times 3,13 = 1,608MPa < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

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

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

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

$$\sigma_s = 45,238 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

I.8 Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

$$\tau_u = \frac{2,541 \cdot 10^3}{90 \cdot 10^3} = 0,028 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

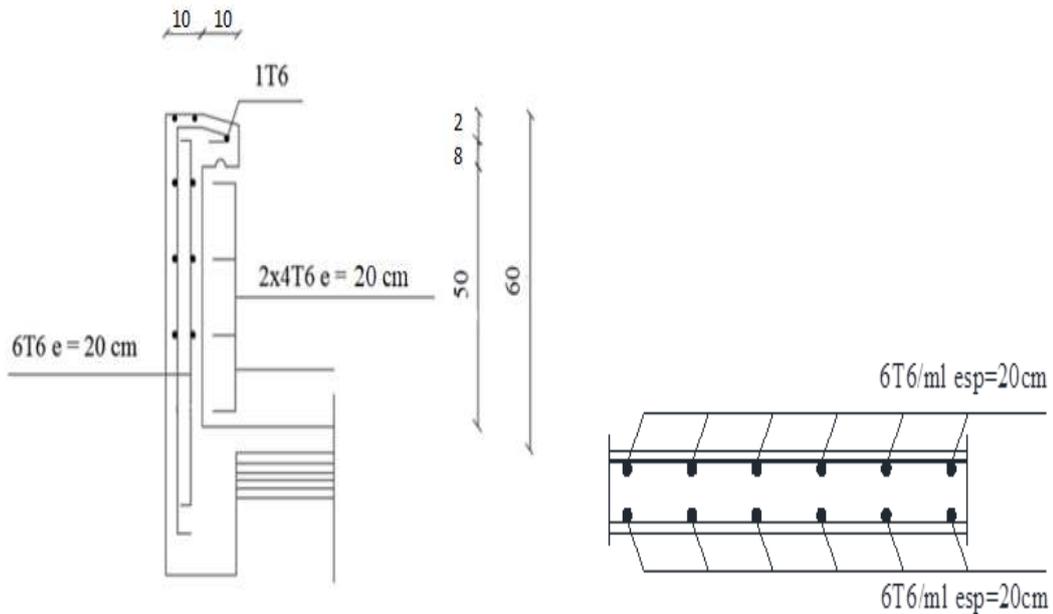


Figure III.5 : Ferraillage de l'acrotère.

II. ESCALIER

II.1. Définition :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une section de gradins et permettant le passage à pied entre les différents niveaux du bâtiment. Dans notre ouvrage, nous avons un seul type d'escaliers.

II.2. Définition des éléments d'un escalier :

Il est caractérisé par :

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

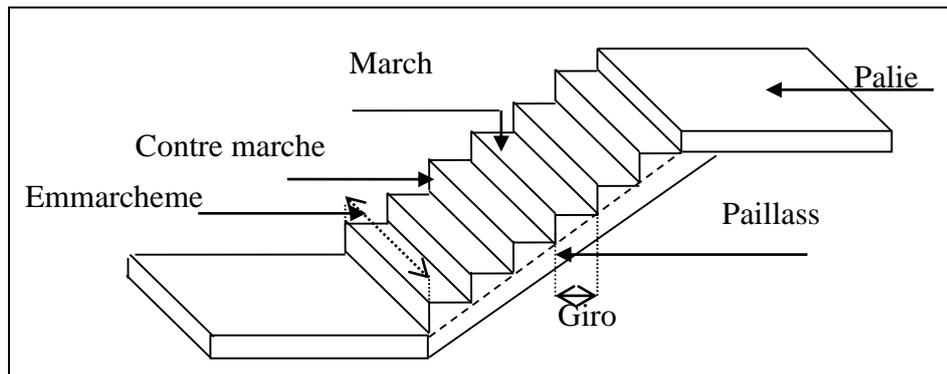


Figure III.6 : Schéma d'un escalier.

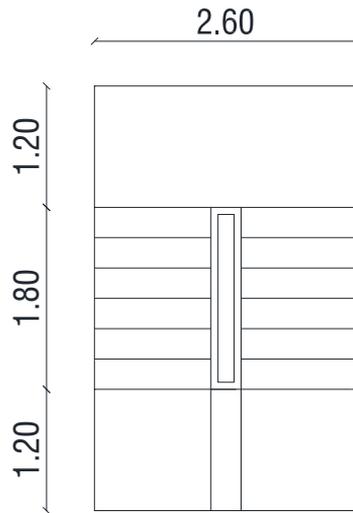


Figure III.7 : Vue en plan de l'escalier à 2 volées.

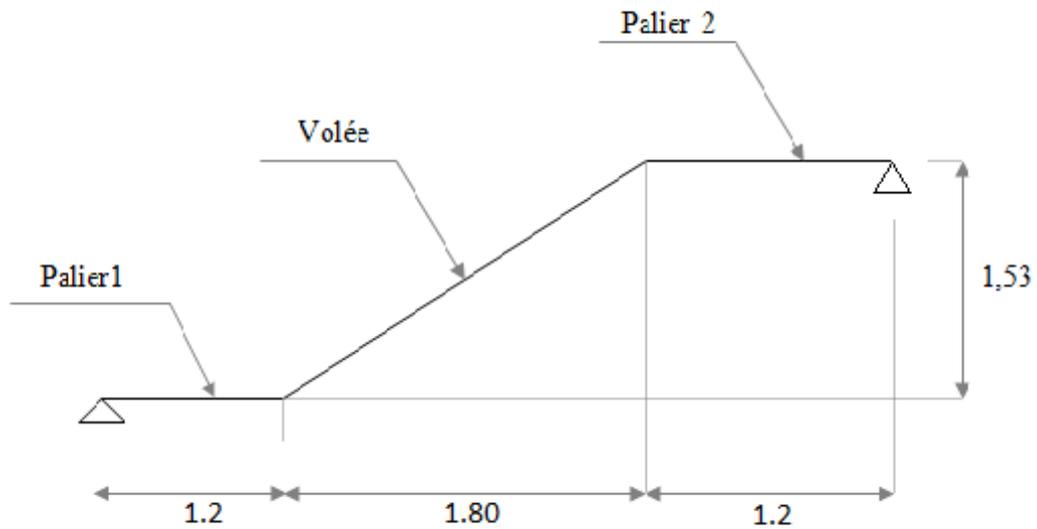


Figure III.8 : Schéma statique de l'escalier (2 volées).

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

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

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

Avec :

- n : Le nombre des contre marches
- $(n-1)$: Le nombre des marches

- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

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

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

Avec :

n : La racine de l'équation

Les valeurs de H et L

$$H = 153\text{cm} ; L = 180\text{cm}$$

$$64n^2 - 550n + 306 = 0$$

Solution :

- $n_1 = 0,60$refusée.
- $n_2 = 8$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche $n = 8$
- le nombre des marches $n - 1 = 7$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 0,19\text{m} \rightarrow \text{en prend } h = 19\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0,26\text{m} = 26\text{cm}$$

a. Vérification de l'équation de « BLONDEL »

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)\text{cm} \\ (17 \leq h \leq 19)\text{cm} \\ (22 \leq g \leq 33)\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64\text{cm} \\ h = 19\text{cm} \\ g = 26\text{cm} \end{cases} \quad \text{Vérfiée}$$

b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

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

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,20 + 1,20 = \sqrt{(1,8)^2 + (1,53)^2} + 1,20 + 1,20 = 4,76\text{ m}$$

Donc : $15,86 \leq e \leq 23,81\text{cm}$

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

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

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

c. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{180} = 0,85 \Rightarrow \alpha = 40,36^\circ$$

II.3. Evaluation des charges :

a. Palier :

1. Charge permanente :

- Carrellage (e=2cm)..... 0,02.20 = 0,40 kN/m²
 - Mortier de Pose (e =2cm)..... 0,02. 20 = 0,40 kN/m²
 - poids propre de palier (Dalle pleine) (20cm) ...25.0, 20 = 5,00 kN /m²
 - enduit de ciment (2cm)(0,02) .(10) = 0,20 kN/m²
-
- G₁ = 6,16 kN /m²**

2. Charge d'exploitation : Q₁ = 2,50 kN/m²

b. Paillasse :

1. Charge permanente :

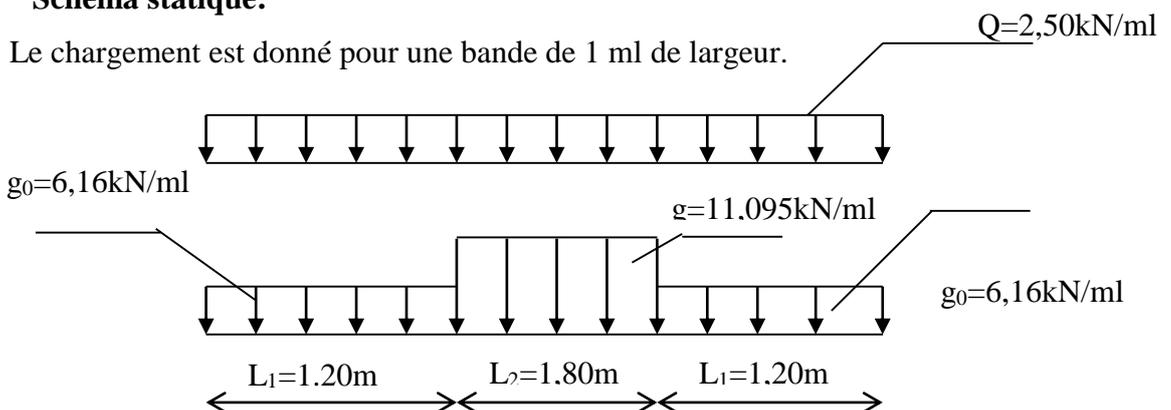
- Poids propre de la paillasse..... (0,20). (25).cos40, 36⁰ = 6,56 kN/m²
 - Poids propre de la marche (0,19). (25)/2 = 2,375 kN/m²
 - Mortier de pose 0,02. (20) = 0,40 kN/m²
 - Carrelage 0,02. (20) = 0,40 kN/m²
 - Enduit de ciment0,02. 18 = 0,36 kN/m²
 - Garde-corps en maçonnerie..... =1 kN/m²
-
- G₂ = 11,095 kN/m²**

2. Charge d'exploitation : Q₂ = 2,50kN/m²

c. calcul des efforts internes :

Schéma statique:

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



A l'ELU :

◆ moment fléchissant :

$$M_u = 1,35 \cdot \left[\left(\frac{g_0 \cdot L_1^2}{2} \right) + g \cdot L_2 \cdot \frac{(2 \cdot L - L_2)}{8} \right] + 1,50 \cdot \frac{Q \cdot L^2}{8}$$

$$M_u = 1,35 \cdot \left[\left(\frac{6,16 \cdot 1,2^2}{2} \right) + 11,095 \cdot 1,80 \cdot \frac{(2 \cdot 4,20 - 1,80)}{8} \right] + 1,50 \cdot \frac{2,50 \cdot 4,20^2}{8} M_u = 36,50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

◆ Effort tranchant :

$$T_u = 1,35 \cdot (g_0 \cdot L_1 + 0,50 \cdot g \cdot L_2) + 1,50 \cdot \frac{Q \cdot L}{2}$$

$$T_u = 1,35 \cdot (6,16 \cdot 1,20 + 0,50 \cdot 11,095 \cdot 1,80) + 1,50 \cdot \frac{2,50 \cdot 4,20}{2}$$

$$T_u = 31,341 \text{ kN}$$

Notre escalier est encasté à deux extrémités.

Donc: $M_{appui} = 0,5 M_u \Rightarrow M_{appui} = 18,25 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{travée} = 0,85 M_u \Rightarrow M_{travée} = 31,025 \text{ kN} \cdot \text{m}$

II.4. Calcul des armatures :

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

Pour le béton : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$

Pour l'acier (FeE500) : $f_e = 500 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 434,78 \text{ MPa}$

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

a. Armature principale:

◆ En travée :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{31,025 \cdot 10^6}{1000 \times 180^2 \times 17} = 0,056$$

$$\mu = 0,056 < \mu_R = 0,371 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0,072 ; z = 17,48 \text{ cm} \Rightarrow A_s = 4,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : **6HA10=4,71cm²/ml ; St=20cm**

◆ Sur appui :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{18,25 \cdot 10^6}{1000 \times 180^2 \times 17} = 0,033$$

$$\mu = 0,033 < \mu_R = 0,371 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0,042 ; z = 17,70 \text{ cm} \Rightarrow A_s = 2,37 \text{ cm}^2/ml$$

Choix : **4HA10**=4,13cm²/ml ; St=**25cm**

Tableau III.1 : Ferrailage de l'escalier.

	M _u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A' _s (cm ²)	α	Z(cm)	A _s ^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} / ml (cm ²)
Appui	28.25	0.033	Oui	0	0.042	17.70	2.37	4T10	4.13
Travée	31.025	0.056	Oui	0	0.072	17.48	4.08	6T10	4.71

b. Armature de répartition :

◆ **En travée :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_{Arep} \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow \frac{4,71}{4} \leq A_{Arep} \leq \frac{4,71}{2} \Rightarrow 1,18\text{cm}^2 \leq A_{Arep} \leq 2,36\text{cm}^2$$

On prend: $A_s = \mathbf{4HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 / ml \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

◆ **Sur appui:**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_{Arep} \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow \frac{4,13}{4} \leq A_{Arep} \leq \frac{4,13}{2} \Rightarrow 1,03\text{cm}^2 \leq A_{Arep} \leq 2,06\text{cm}^2$$

On prend: $A_s = \mathbf{4HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 / ml \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

II.5. Vérifications :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement (effort tranchant) :

Pour des fissurations préjudiciable, on doit vérifier que :

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

$$T_u^{\max} = 31,341 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{31,341 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0,174 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La contrainte est vérifiée vis-à-vis}$$

de cisaillement.

b. Vérification de la condition de non fragilité :

On doit vérifier que : $A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_s^{\min} = 0,23 \times 1000 \times 180 \frac{2,4}{500} = 1,99 \text{ cm}^2 < A_s \Rightarrow \text{Ok}$$

- **En travée :** $A_s=4,71\text{cm}^2 > A_{s\min}=1,99\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée
- **Sur appui :** $A_s=4,13\text{cm}^2 > A_{s\min}=1,99\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

• Influence de l’effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l’ancrage)

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

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

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

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 31,341 \times 10^3 - \frac{36.50 \times 10^6}{0.9 \times 180} = -193,97 \text{ KN}$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction

• Vérification des armatures transversales

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,174 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

b. Vérification à l’ELS :

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

c.1 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 :

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

On doit vérifier que:

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

$$\text{Avec : } M_{ser} = \left[\left(\frac{g_0 \cdot L_1^2}{2} \right) + g \cdot L_2 \cdot \frac{(2 \cdot L - L_2)^2}{8} \right] + \frac{Q \cdot L^2}{8} = 26,424 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

Tableau III.2 : Vérification de compression du béton.

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Appui	13,212	4,13	4,14	14265.84	3.84	Vérifiée
Travée	22,46	4,71	4,39	15906.80	6.20	Vérifiée

c.2 Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{270} = 0,074 \leq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{4,71}{100 \times 18} = 0,0026 \leq 0,0084 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0074 \geq \frac{31,025}{365} = 0,085 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

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

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases} \quad L=2.7m < 5m.$$

• **Moment d’inertie de la section homogène I₀ :**

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

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \quad \text{Moment d’inertie fictive.}$$

Avec :

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

$$E_i=34179.56 \text{ MPa} \quad ; \quad E_v=11496.76 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.3 : Vérification de la flèche de l’escalier.

M _{ser} (KNm)	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)
22,46	5.5	0.0026	264.92	9.23	3.69	0.19	71188.27	28437.05	41848.37

Donc :

$$\begin{aligned} \left. \begin{matrix} f_i = 0,17cm \\ f_v = 0.34cm \end{matrix} \right\} &\Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,17cm \\ \bar{f} &= \frac{L}{500} = \frac{270}{500} = 0.54cm \\ \Rightarrow \Delta f_T = 0,17cm &< \bar{f} = 0,54cm \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \end{aligned}$$

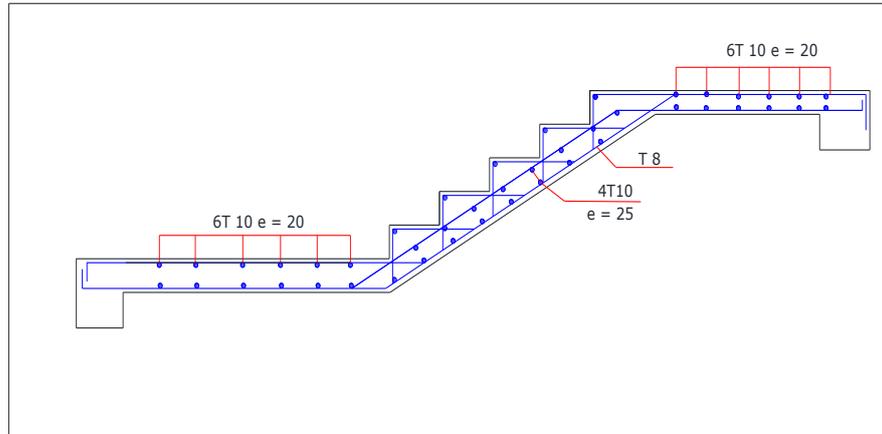


Figure III.9 : Ferrailage de l'Escalier.

III. ETUDE DES PLANCHERS

Les planchers rencontrés dans les bâtiments de destinations diverses ou dans les constructions industrielles, doivent supporter leurs poids propre, les charges permanents et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs ; d'autre part ils doivent isoler les différents étages du point de vue acoustique.

Dans notre bâtiment, nous avons un seul type de planchers : le plancher à corps creux.

III.1. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de deux systèmes :

- Système porteurs c'est à dire les poutrelles et la table de compression de 4 cm.
- Système coffrant c'est à dire les corps creux de dimensions $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$

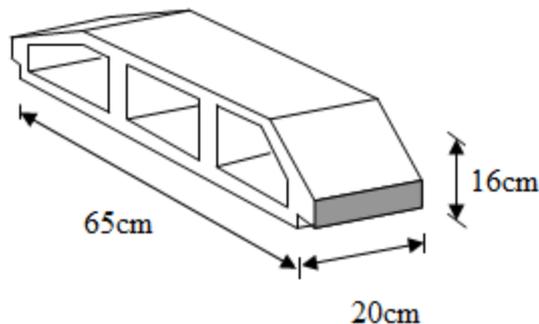


Figure III.10 : Dimension d'un hourdis.

III.1.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués ; leur calcul est associé à celui d'une poutre semi encastrée aux poutres de rives. Dans notre cas nous avons plusieurs types constituant notre bâtiment. Le calcul se fait en deux étapes :

- Avant coulage de la table de compression.
- Après coulage de la table de compression.

III.1.1.1. Dimensions de la poutrelle

Nous avons comme données : $h_t = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$, $b = 65 \text{ cm}$

$$b_1 = (b - b_0) / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

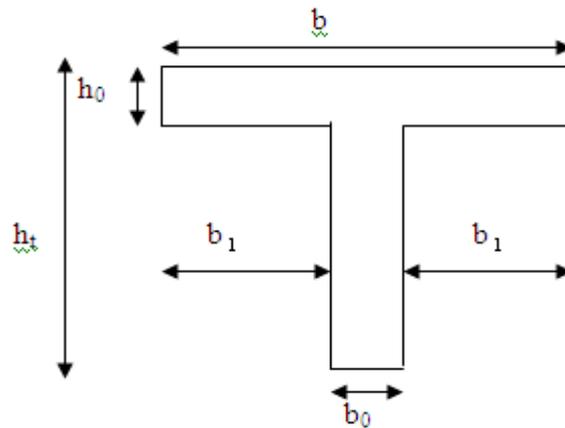


Figure III.11 : Dimensions de la poutrelle.

1^{ère} phase de calcul (avant le coulage)

- Poutrelle de travée $L_{\max} = 3.45\text{m}$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Surcharge due à l'ouvrier $Q = 1\text{kN/m}^2$.

➤ Charge permanente

- Poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/m}$
- Poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82 \text{ kN/m}$

$$G_T = 1,94 \text{ kN/m}$$

➤ Charge d'exploitation

- $Q = 0,65 \times 1 = 0.65 \text{ kN/m}$

➤ Les combinaisons les plus sollicitées

- ELU : $1,35 G + 1,5 Q$
- ELS : $G + Q$

✓ Plancher le plus sollicité (terrasse)

$$q_u = 1,35 \times 1,94 + 1,5 \times 0,65 = 3,594 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 1,94 + 0,65 = 2,59 \text{ kN/m}$$

$$M_u = \frac{3.594 \times 3.45^2}{8} = 5.347 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{2.59 \times 3.45^2}{8} = 3.853 \text{ KN.m}$$

✓ **Ferraillage**

La poutrelle travaille en flexion simple, et les dimensions sont :

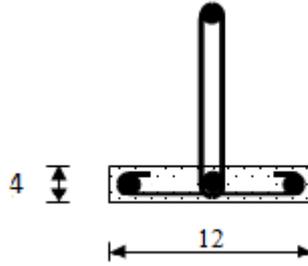


Figure III.12 : Exemple d'une poutrelle préfabriquée.

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 4 \text{ cm} ; b = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 3,6 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa} ; \sigma_s = 434,78 \text{ MPa} \\ \mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 2,022 > \mu_R = 0,371 \Rightarrow A'_s \neq 0 \end{array} \right.$$

- Donc les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.
- On prévoit donc des étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elles fléchissent.
-

✚ **2^{ème} phase de calcul (après le coulage)**

Après le coulage et après durcissement de la table de compression, la poutrelle est assimilée à une poutre continue travaillera comme une poutrelle en « Té »

❖ **Evaluation des charges et surcharges**

● **Plancher en corps creux**

Tableau III.4 : Evaluation des charges et surcharges.

	G (kN/m²)	Q (kN/m²)
Plancher terrasse inaccessible	6,38	1,0
Plancher courant	5,34	1,5

Tableau III.5 : Charge permanente et d'exploitation.

	Charge permanentes 'G' (kN/ml)	Surcharges d'exploitation 'Q' (kN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	$6,38 \times 0,65 = 4,15$	$1 \times 0,65 = 0,65$
Plancher courant	$5,34 \times 0,65 = 3,47$	$1,5 \times 0,65 = 0,98$

❖ Combinaison des charges

D'après l'évaluation des charges, surcharge et le calcul des charges permanentes et d'exploitation, on a trouvé comme résultats de combinaison dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Combinaison des charges des planchers.

	E.L.U (kN/ml)	E.L.S (kN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,57$	$q_{ser} = G + Q = 4,8$
Plancher courant	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,15$	$q_{ser} = G + Q = 4,45$

❖ Remarque

Le plancher terrasse est le plus sollicité dans les deux type du plancher.

❖ Méthode de calcul

A. Le calcul des moments

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront par la méthode des éléments finis.

B. Méthode des éléments finis

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

C. Calcul des efforts internes

Dans notre structure, on a trois (03) types de poutrelle :

- Poutrelle à 05 travées
- Poutrelle à 04 travées
- Poutrelle à 02 travées

✓ Type 1 : Poutrelle à 05 travées

Récapitulation des moments sur appuis et en travées et l'effort tranchant de la poutrelle, (3,45m – 3m – 3m – 2,25m – 1,20m)

❖ Diagrammes des moments à ELU

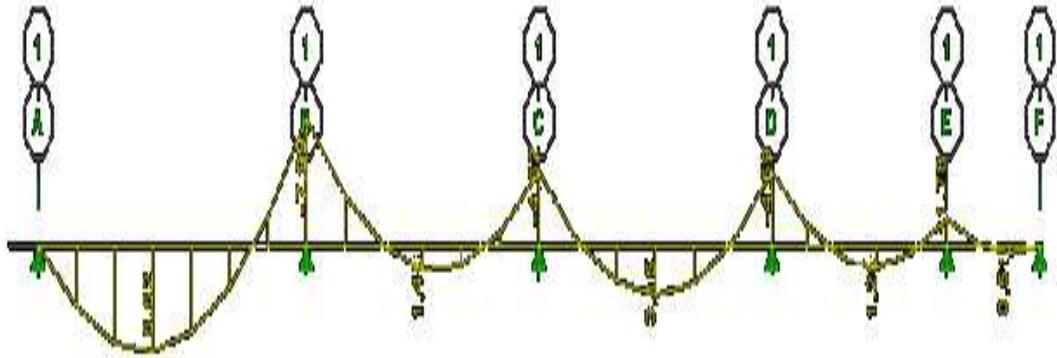


Figure III.13 : Diagrammes des moments d'une poutrelle à 5 travées à l'ELU.

❖ Diagrammes des moments à ELS

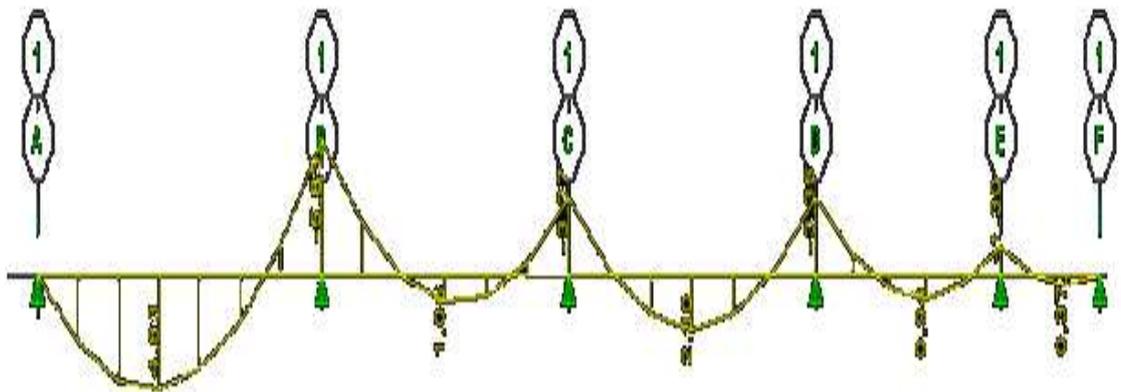


Figure III.14 : Diagrammes des moments d'une poutrelle à 5 travées à l'ELS.

❖ Diagrammes des efforts tranchant à ELU

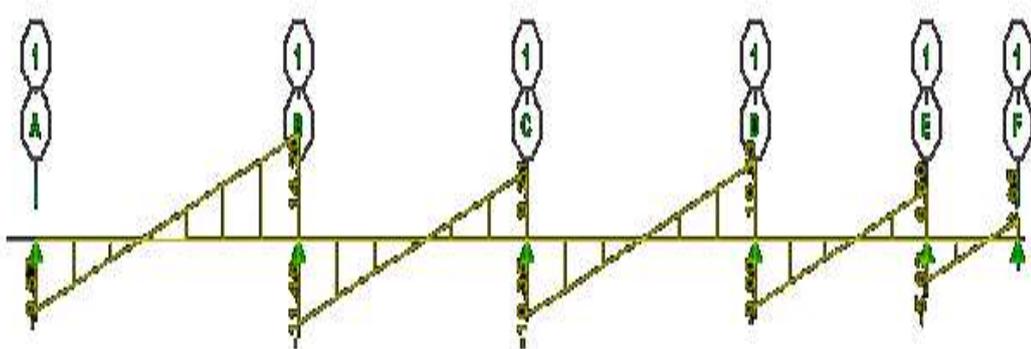


Figure III.15 : Diagrammes des efforts tranchant d'une poutrelle à 5 travées à l'ELU.

❖ Diagrammes des efforts tranchant à ELS

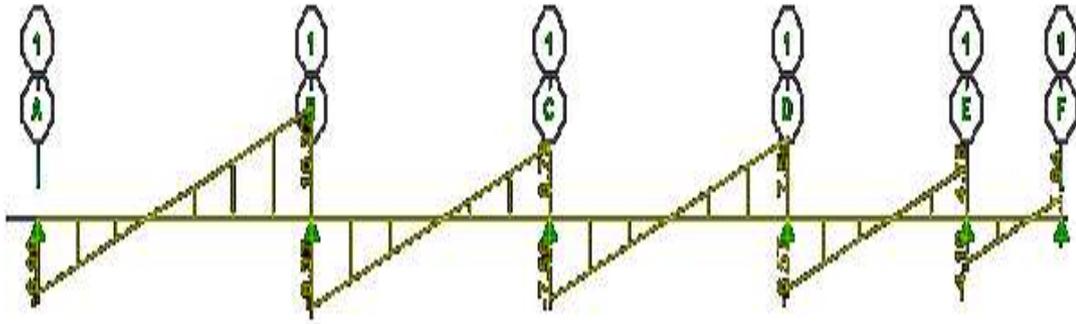


Figure III.16 : Diagrammes des efforts tranchant d’une poutrelle à 5 travées à l’ELS.

Tableau III.7 : Récapitulation des résultats d’une poutrelle à 5 travées.

Travée		/	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
Numérotation d’appuis		1	2	3	4	5	6
ELU	$M_{\text{appuis}} \text{ (kNm)}$	0	-7,99	-4,62	-4,59	-1,78	0
	$M_{\text{travée}} \text{ (kNm)}$	/	6,62	1,45	3,15	1,29	0,51
	$T_G \text{ (kN)}$	0	14,20	9,21	10,33	6,50	2,65
	$T_D \text{ (kN)}$	-9,57	-11,46	-10,35	-9,00	-5,62	0
ELS	$M_{\text{appuis}} \text{ (kNm)}$	0	-5,83	-3,37	-3,35	-1,30	0
	$M_{\text{travée}} \text{ (kNm)}$	/	4,83	1,06	2,80	0,94	0,37

• E.L.U

- $M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 6,62 \text{ kNm}$
- $M_{\text{appuis}}^{\text{max}} = 7,99 \text{ kNm}$
- $T_u^{\text{max}} = 14,20 \text{ kN}$

• E.L.S

- $M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 4,83 \text{ kNm}$
- $M_{\text{appuis}}^{\text{max}} = 5,83 \text{ kNm}$

✓ Type 2 : Poutrelle à 04 travées

Récapitulation des moments sur appuis et en travées et l'effort tranchant de la poutrelle, (3,45m – 3m – 3m – 3,45m)

❖ Diagrammes des moments à ELU

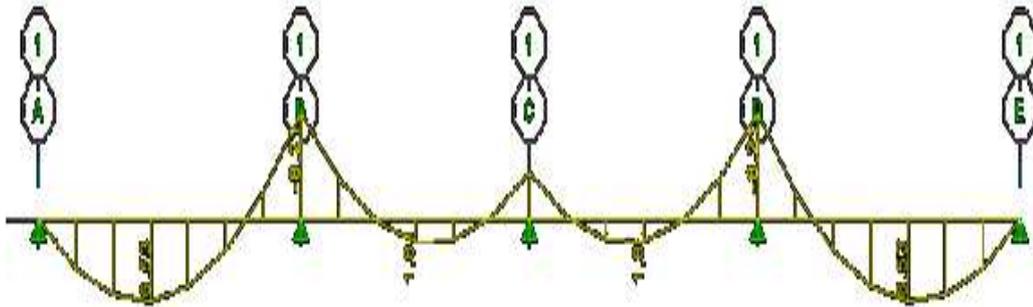


Figure III.17 : Diagrammes des moments d'une poutrelle à 4 travées à l'ELU.

❖ Diagrammes des moments à ELS

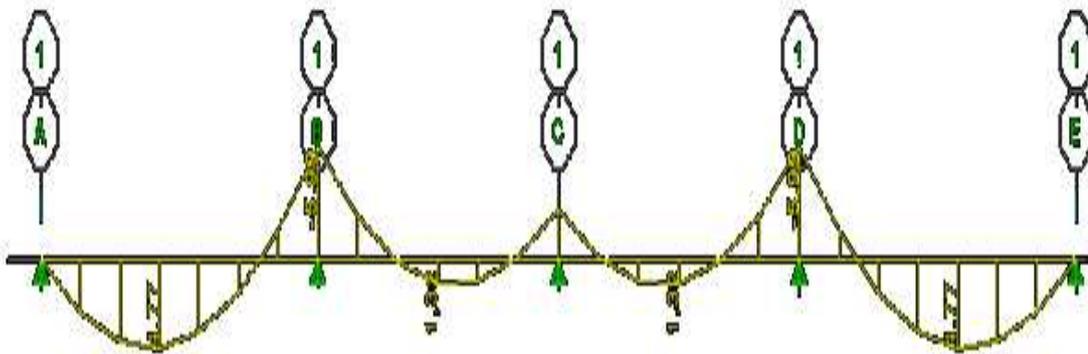


Figure III.18 : Diagrammes des moments d'une poutrelle à 4 travées à l'ELS.

❖ Diagrammes des efforts tranchant à ELU

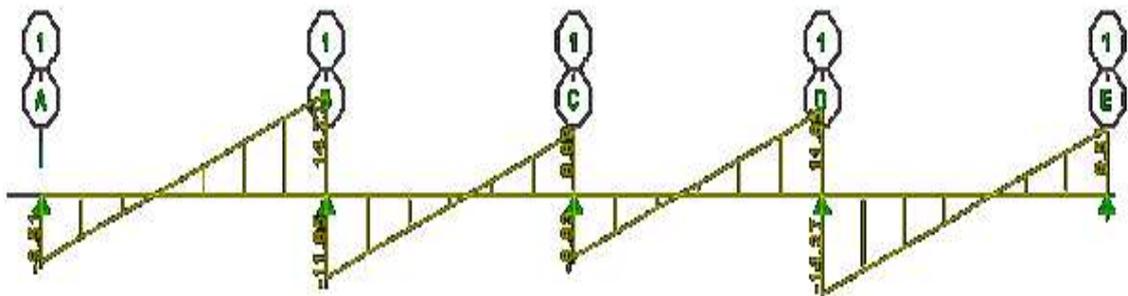


Figure III.19 : Diagrammes des efforts tranchant d'une poutrelle à 4 travées à l'ELU.

❖ Diagrammes des efforts tranchant à ELS

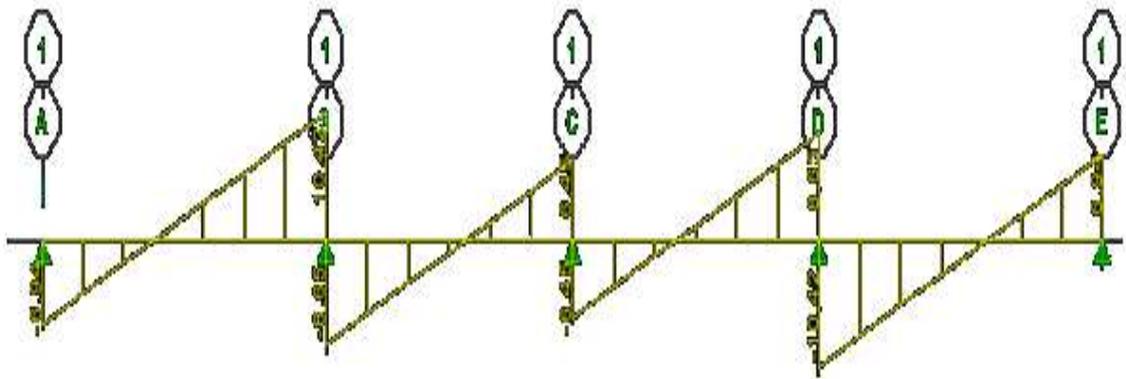


Figure III.20 : Diagrammes des efforts tranchant d’une poutrelle à 4 travées à l’ELS.

Tableau III.8 : Récapitulation des résultats de la poutrelle à 4 travées.

Travée		/	1-2	2-3	3-4	4-5
Numérotation d’appuis		1	2	3	4	5
ELU	M _{appuis} (kNm)	0	-8,21	-3,68	-8,21	0
	M _{travée} (kNm)	/	6,53	1,81	1,81	6,53
	T _G (kN)	0	14,27	8,83	11,85	9,51
	T _D (kN)	-9,51	-11,85	-8,83	-14,27	0
ELS	M _{appuis} (kNm)	0	-5,99	-2,68	-5,99	0
	M _{travée} (kNm)	/	4,77	1,32	1,32	4,77

• E.L.U

- M_{travée}^{max} = 6,53 kNm
- M_{appuis}^{max} = 8,21 kNm
- T_u^{max} = 14,27 kN

• E.L.S

- M_{travée}^{max} = 4,77 kNm
- M_{appuis}^{max} = 5,99 kNm

✓ Type 3 : Poutrelle à 2 travées

Récapitulation des moments sur appuis et en travées et l’effort tranchant de la poutrelle, (3m – 1,95m)

❖ Diagrammes des moments à ELU

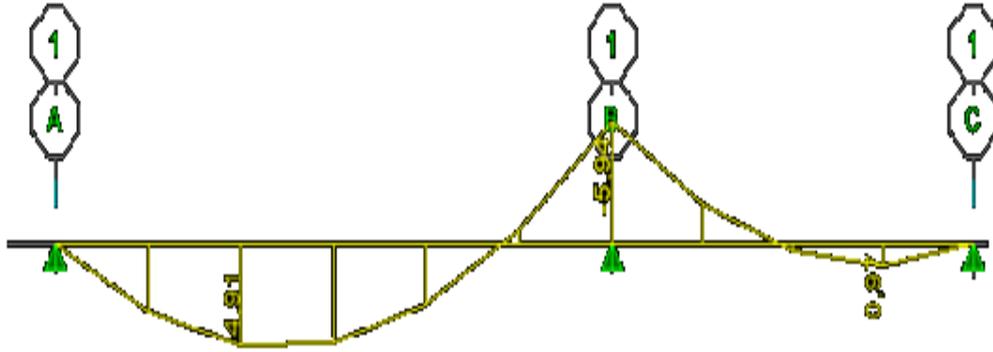


Figure III.21 : Diagrammes des moments d'une poutrelle à 2 travées à l'ELU.

❖ Diagrammes des moments à ELS

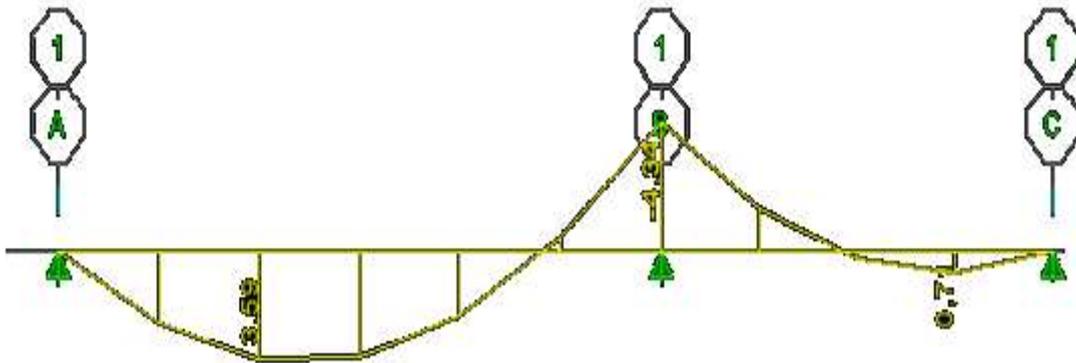


Figure III.22 : Diagrammes des moments d'une poutrelle à 2 travées à l'ELS.

❖ Diagrammes des efforts tranchant à ELU

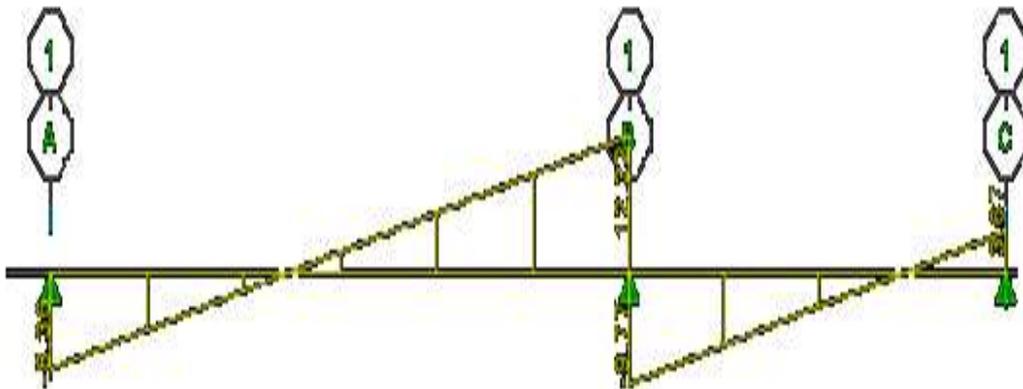


Figure III.23 : Diagrammes des efforts tranchant d'une poutrelle à 2 travées à l'ELU.

❖ Diagrammes des efforts tranchant à ELS

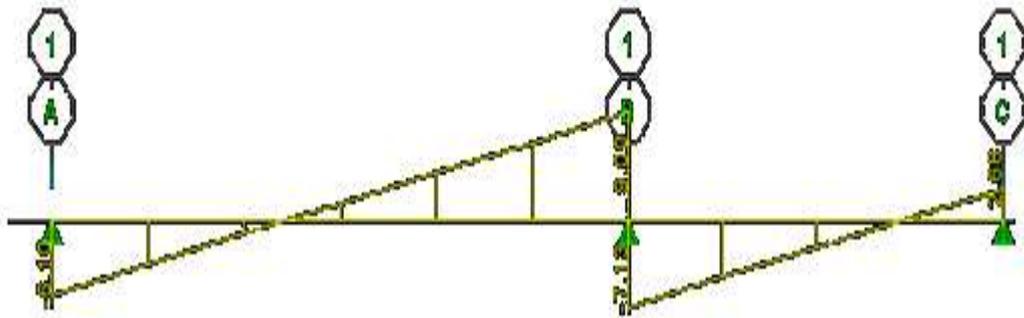


Figure III.24 : Diagrammes des efforts tranchant d'une poutrelle à 2 travées à l'ELS.

Tableau III.9 : Récapitulation des résultats de la poutrelle à 2 travées.

Travée		/	1-2	2-3
Numérot° d'appuis		1	2	3
ELU	M _{appui} (kNm)	0	-5,94	0
	M _{travée} (kNm)	/	4,91	0,97
	T _G (kN)	0	12,32	3 ,67
	T _D (kN)	-8,36	-9,77	0
ELS	M _{appui} (kNm)	0	-4,34	0
	M _{travée} (kNm)	/	3,59	0,71

• E.L.U

- $M_{travée}^{max} = 4,91Nm$
- $M_{appui}^{max} = 5,94 kNm$
- $T_u^{max} = 12,32 kN$

• E.L.S

- $M_{travée}^{max} = 3,59 kNm$
- $M_{appui}^{max} = 4,34 kNm$

- ✓ 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

- $M_{tu}^{max} = 6,62 \text{ kNm}$
- $M_{au}^{max} = 8,21 \text{ kNm}$
- $T_u^{max} = 14,27 \text{ kN}$

E.L.S

- $M_{tser}^{max} = 4,83 \text{ kNm}$
- $M_{aser}^{max} = 5,99 \text{ kNm}$

D. Ferrailage en travée

Les données : $h = 20\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $b = 65\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $d = 0,9h = 18\text{cm}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$; $f_e = 500\text{MPa}$; $f_{c28} = 30\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,4\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de “Té” s’effectue différemment selon que l’axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

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

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 70,72 \text{ kN.m}$$

On a : $M_{tu} < M_{tab} \implies M_{tu}^{max} = 6,62 \text{ kNm} < M_{tab} = 70,72 \text{ kNm}$.

- 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.10 : Récapitulation du calcul des sections d’armatures en travée.

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
6,62	0,018	Oui	0	0,023	17.83	Oui	434.78	0,85

➤ Condition de non fragilité

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,29\text{cm}^2 \\ A_s = \text{Max} \{ 1,29 \text{ cm}^2 ; 0,85 \text{ cm}^2 \} = 1,29 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Choix : 2T8+T10 ($A_s=1,80 \text{ cm}^2$)

E. Ferrailage sur appuis

On a : $M_{au}^{max} = 8,21 \text{ kNm} < M_{tab} = 70.72 \text{ kNm}$

⇒ 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.11 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.

$M_{Ua}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
8,21	0.023	Oui	0	0.029	17.79	Oui	434.78	1,06

➤ **Condition de non fragilité**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s^{min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,24 \text{ cm}^2 \\ A_s = 1,06 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 0,24 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Choix : 2T10 ($A_s=1,57 \text{ cm}^2$)

Vérifications

• **Effort tranchant**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{max} = 14,27 \text{ kN}$.

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

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u^- = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible.} \\ \tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = \frac{14,27 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,66 \text{ MPa} < \tau_u^- \dots \dots \dots \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

• **Au voisinage des appuis**

a) **Appuis de rives**

➤ **Vérification de la compression du béton**

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

Avec : $T_u = 9,51 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{9,51 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,49 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 \geq T_u / \frac{f_e}{\gamma_s} = 0,022 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

b) Appuis intermédiaires

➤ **Vérification de la contrainte de compression**

$$\sigma_b = \frac{14,27 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,73 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{au}}{0,9d}}{\sigma_s} = -0,84 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **Vérification à l'E.L.S**

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

a) 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 :

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

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

b) Détermination de l'axe neutre

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

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

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b = 65 \text{ cm}$ (travée); $b_0 = 12 \text{ cm}$ (appuis); $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{b}{2} y^2 + n (A_s + A'_s) y - n (A_s \cdot d + A'_s \cdot c') = 0 \\ I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + n \cdot A'_s \cdot (Y - c')^2 - n \cdot A_s \cdot (d - Y)^2 \end{array} \right.$$

- 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 :

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

c) Exemple de calcul

➤ **Travée** : $65/2 y^2 + 15 \times 1,80 y - 15 (1,80 \times 18) = 0$

$$32,5 y^2 + 27 y - 486 = 0$$

$$Y1 = 3,47 \text{ cm} \quad , \quad Y2 = - 4,30$$

✓ **Le moment d'inertie "I"**

$$I = b/3 y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

$$I = 65/3 \times 3,47^3 + 15 \times 1,80 (18 - 3,47)^2 \implies I = 6605.54 \text{ cm}^4$$

➤ **Appuis** : $65/2 y^2 + 15 \times 1,57 y - 15 (1,57 \times 18) = 0$

$$32,5 y^2 + 23,55 y - 423,9 = 0$$

$$Y1 = 3,28 \text{ cm} \quad , \quad Y2 = - 4$$

✓ **Le moment d'inertie "I"**

$$I = b/3 y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

$$I = 65/3 \times 3,28^3 + 15 \times 1,57 (18 - 3,28)^2 \implies I = 5867,34 \text{ cm}^4$$

Tableau III.12 : Vérification à l'ELS.

	M_{ser}(kNm)	A_s(cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	Vérification
Travée	4,83	1,80	3,47	6605.54	2.51	Vérifiée
Appuis	5,99	1,57	3,28	5867.34	3,35	Vérifiée

• **Vérification de la flèche**

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

Les conditions à vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{h}{L} = 0,0634 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0083 > 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,0634 < 0,126 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

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

- Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ Avec $f = \frac{M_{Ser}^{max} \cdot L^2}{10E_i I_F}$

- Tel que :
$$\begin{cases} \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} & \text{Si } L > 5,00 \text{ m} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} & \text{Si } L < 5,00 \text{ m} \end{cases}$$

- Tel que :

$$f^- = \frac{L}{500} = 0,69 \quad L > 5,00 \text{ m} \quad \text{avec } L=3,45 \text{ m}$$

- f_i : La flèche due aux charges instantanées.
- f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

➤ **Position de l'axe neutre « y1 »**

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

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

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

➤ Calcul des moments d'inerties fictifs

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left(2+3\frac{b_0}{b}\right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.} \\ \lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2+3\frac{b_0}{b}\right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.} \end{array} \right.$$

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

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

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

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.13 : Récapitulatif du 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)
4,83	1,80	6,91	0,008	149,0 7	5,8 7	0,019	0,41	19005,8 1	6136,85	18858,9 0

➤ Calcul des modules de déformation

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 34179,56 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 11393,19 \text{ MPa}$$

➤ Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,27 \text{ cm} \quad (L=3,45 \text{ m})$$

➤ **Calcul de la flèche due aux déformations différées**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,24 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,03 \text{ cm} < f^- = 0,69 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Calcul des armatures transversales et l'espacement

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

➤ **Selon le règlement BAEL 91 modifié 99**

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

➤ **Selon le règlement RPA 99 version 2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\varphi_1 \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10}\right)$$

– Ø₁ : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

– Ø_t ≤ Min(0,60cm ; 1,2cm ; 1,2cm) = 0,60cm

On adopte : Ø_t = 6mm

➤ **Selon la BAEL 91 modifié 99**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 1,4 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \\ S_t \leq 17,01 \text{ cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 2,17 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ Selon la RPA 99 version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ S_t \leq 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

✚ **Choix des armatures**

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

✚ **Choix des espacements**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83\text{cm} \\ S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

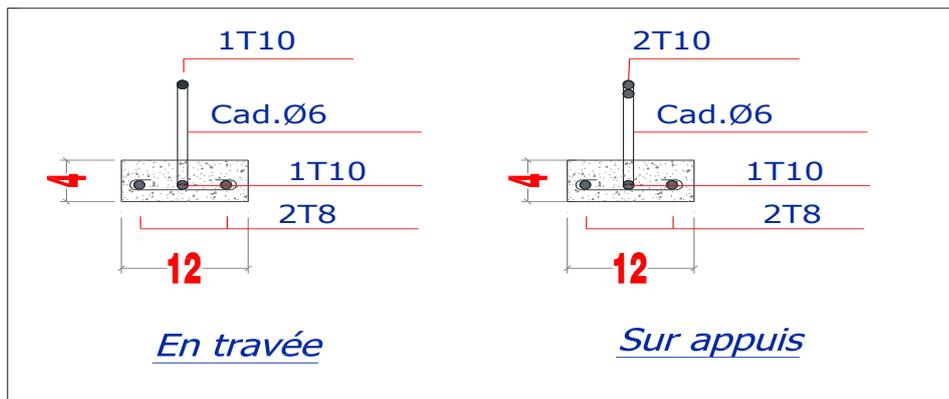


Figure III.25 : Ferrailage des poutrelles en travée et en appuis.

III.1.2. Etude de la dalle de compression

III.1.2.1. Ferrailage de la dalle de compression

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

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

$$\text{Si : } \left\{ \begin{array}{l} 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e} \text{ avec : } (L_1 \text{ en cm}). \\ L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

- L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65$ cm).
- A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).
- A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).
- $A_2 = A_1 / 2$
- $F_e = 520$ MPa (quadrillage de TS.TIE520 $\rightarrow \varnothing \leq 6$ mm).

On a : $L_1 = 65$ cm

On obtient : $A_1 = 4 \frac{65}{520} = 0,5$ cm²/ml

On prend : 5T6 = 1,41 cm²

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

III.1.2.2. Armatures de répartition

$A_2 = A_1 / 2 = 0,71$ cm²

Soit 5T6 $\Rightarrow A_2 = 1,41$ cm² et $S_t = 20$ cm.

- Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte des treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens :

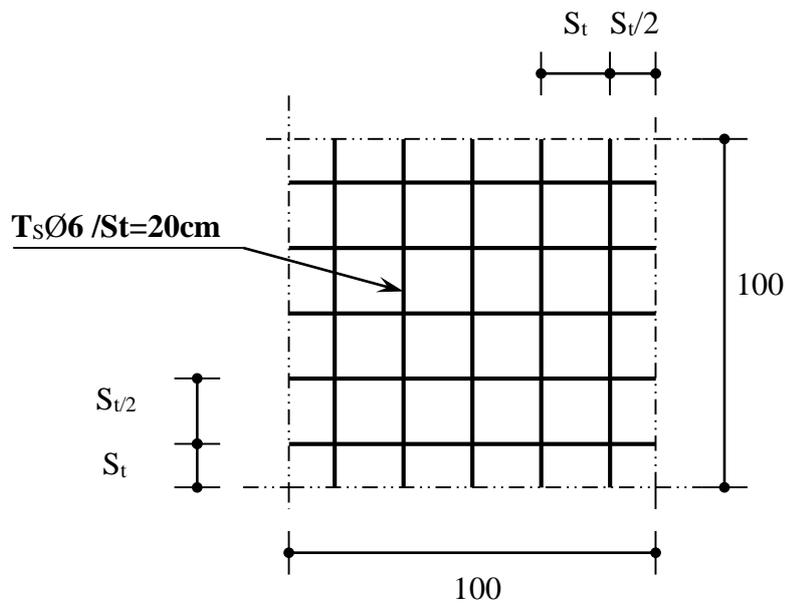


Figure III.26 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.

Chapitre 4

Etude dynamique

I. Introduction

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

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

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS** qui est un logiciel de calcul de structure.

II. Etude dynamique

Au début de chaque analyse dynamique, il est toujours nécessaire de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique qui permet la détermination des modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

II.1. Modélisation de rigidité

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

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

II.2. Modélisation de masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

- La charge des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

III. Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

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

Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ETABS v 9.7.1**

III.1. La méthode statique équivalente

a) Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

b) Conditions d'applications

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

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

Zone IIa :

- groupe d'usage 3
- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

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

III.2. La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

a) Principe

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

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

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

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

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

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

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

b) Analyse spectrale

➤ Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).
- Donc pour des accélérogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \quad \dots\dots(4-13) \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

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

Sa/g

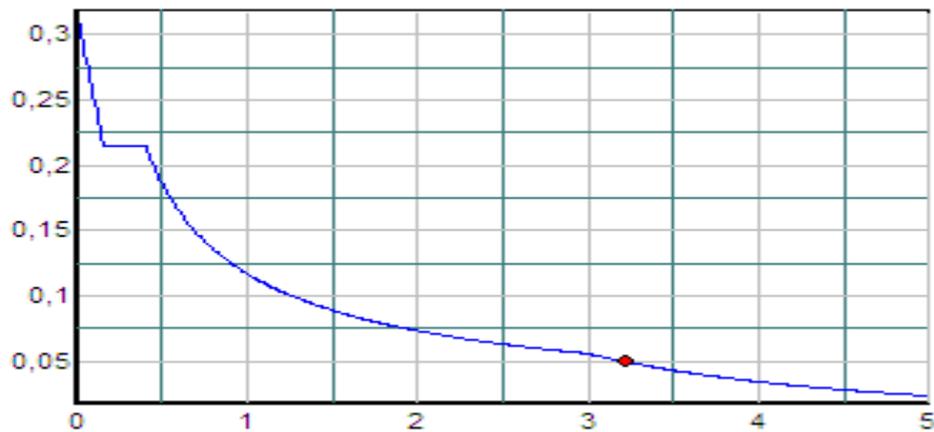


Figure IV 1 : Spectre de réponse.

Avec :

g : accélération de la pesanteur,(g =9,81N)

A : coefficient d'accélération de zone,(A=0,15)

η : facteur de correction d'amortissement,(η = 0,8819)

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,(T₁ =0.15 sec, T₂ =0.50 sec)

Q : Facteur de qualité.(Q = 1,15.)

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul**

L'une des premières vérifications préconisée par le "RPA99 version 2003" est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base "V_i" obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente "V" pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_i < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport : $\frac{0,8V}{V_i}$.

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

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

* groupe d'usage : **2**
 * zone sismique : **IIa** } → **A=0.15**

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans le **tableau 4.7 de RPA99/version 2003.**

Catégorie S_3 → site meuble $\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec.} \end{cases}$

- $\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$
 avec $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$

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

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

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

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

$$C_T = 0,05$$

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

$$h_N = 41,14m$$

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

$$\begin{cases} \Rightarrow D_X = 13,30m \\ \Rightarrow D_Y = 32,40m \\ \Rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05(41,14)^{3/4} = 0.812s, \text{ dans les deux directions.} \end{cases}$$

- Suivant la direction (x - x) $T_x = 0,09 \frac{41,14}{\sqrt{13,30}} = 1,015sec$
- Suivant la direction (y - y) $T_y = 0,09 \frac{41,14}{\sqrt{32,40}} = 0,650sec$

Sens (x-x) : $T_X = \min(0,812 ; 1,015) = 0,812sec.$

Sens (y-y) : $T_Y = \min(0,812 ; 0,650) = 0,650sec.$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_X = 1,3 \times 0,812 = 1,056sec.$$

$$T_Y = 1,3 \times 0,65 = 0,845sec.$$

$$\text{Calcul de D : } \begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_X} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.8819 \times \left(\frac{0.5}{1.056} \right)^{2/3} = 1,33 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_Y} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.8819 \times \left(\frac{0.5}{0.845} \right)^{2/3} = 1,55 \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Le coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) de RPA 99 v2003 en fonction du système de contreventement.

Il est fonction du système de contreventement, nous allons démarrer l'analyse avec **R=3.5**

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad [2]$$

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

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

Tableau IV.1 : valeurs des pénalités P_q .

Critère q	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	non	0.05
Redondance en plan	oui	0	non	0.05
Régularité en plan	oui	0	non	0.05
Régularité en élévation	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

$$Q//xx=1+(0.05)=1$$

$$Q//yy=1+(0.05+0.05+0.05+0.05)=1.15$$

Donc :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,15 \times 1,33 \times 1}{3,5} \cdot W = 0,057W$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,15 \times 1,55 \times 1,15}{3,5} \cdot W = 0,076W$$

- **Calcul de la résultante des forces sismiques**

L'une des 1^{ères} vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

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

- **Vérification des déplacements inter étage**

Nécessairement être vérifiée : $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$

Où : $\bar{\Delta} = 0.01h_e$

Avec :

$$\delta_k^x = R\delta_{ek}^x \quad \text{et} \quad \delta_k^y = R\delta_{ek}^y$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

- Δ_k^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_k^y).
- δ_{ek}^x : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{ek}^y).
- Si les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut :
 - Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
 - Rajouter des voiles dans la structure.
- L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

IV. Résultats de l'analyse sismique

1. Modèle N°=1

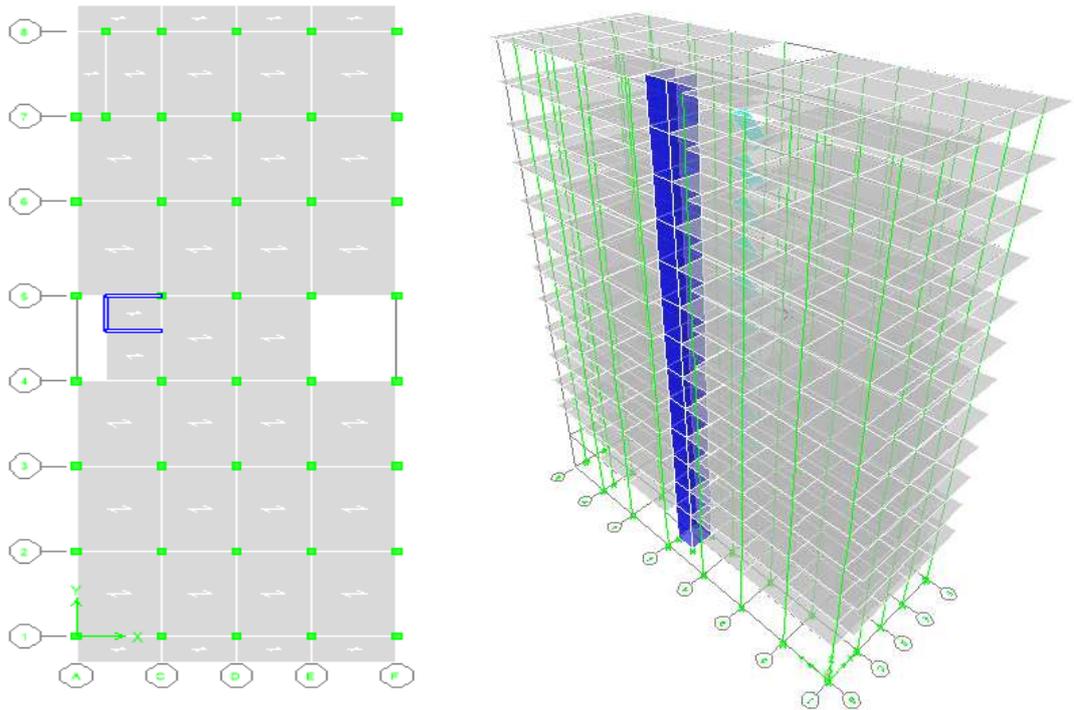


Figure IV.2 : Disposition des voiles du 1^{er} modèle.

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période du 1^{er} Mode $T_1 = 2.10$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode.

Tableau IV.2 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du 1^{er} modèle.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	2,100376	4,8861	1,2622	0	4,8861	1,2622
2	1,964847	68,8583	0,0796	0	73,7444	1,3418
3	1,42934	0,0024	76,3847	0	73,7468	77,7265
4	0,69463	0,2926	0,249	0	74,0394	77,9755
5	0,570015	13,7547	0,0489	0	87,794	78,0244
6	0,45352	0,0647	12,9314	0	87,8587	90,9558
7	0,396058	0,0609	0,0178	0	87,9196	90,9736
8	0,275539	4,4425	0,2597	0	92,362	91,2333
9	0,269804	0,7776	0,1647	0	93,1397	91,3981

- Le 1^{er} mode est un mode de rotation
- Le 2^{ème} est un mode de translation suivant x-x.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation suivant de y-y.

Note : puisque on a trouvé le premier mode est une rotation alors on va passer a un autre modèle.

2. Modèle N°=2

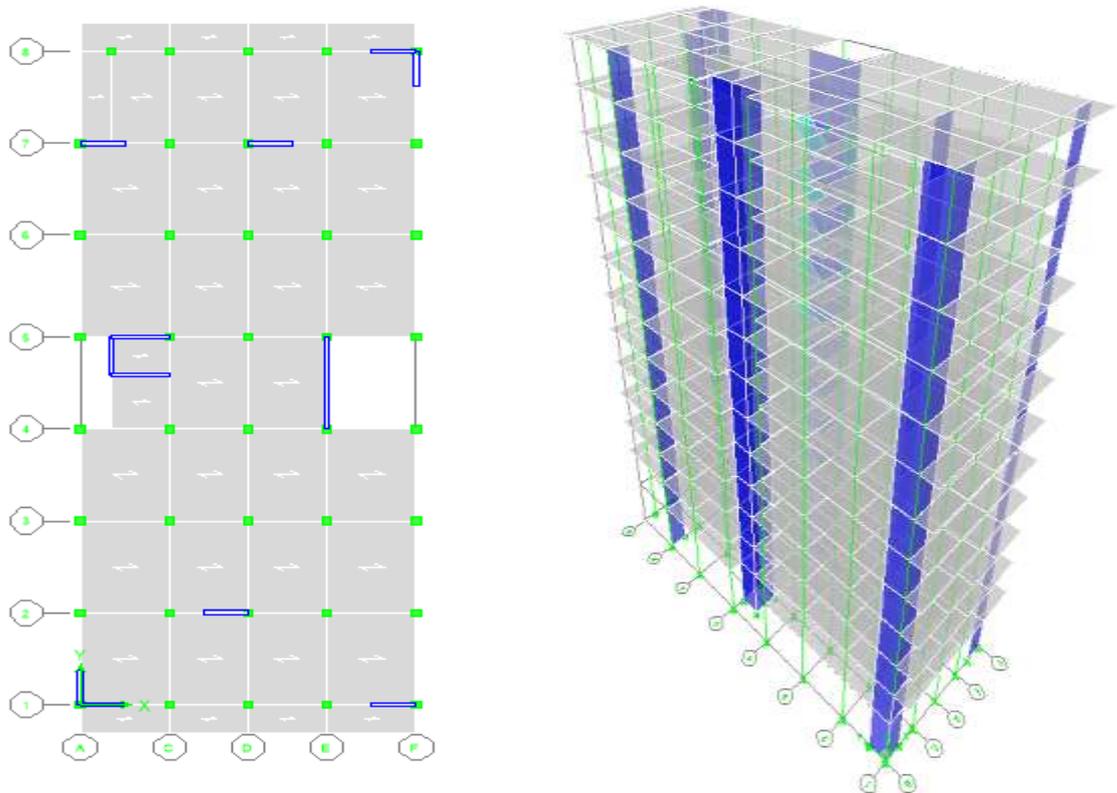


Figure IV.3 : Disposition des voiles du 2^{ème} modèle.

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période du 1^{er} Mode $T_1 = 1,605$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **9^{ème}** mode.

Tableau IV.3 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du 2^{ème} modèle.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	1,605652	72,4738	0,0419	0	72,4738	0,0419
2	1,437463	0,0073	0,1323	0	72,4811	0,1742
3	1,232413	0,0302	72,7109	0	72,5113	72,8851
4	0,44862	14,7612	0,0193	0	87,2724	72,9043
5	0,407109	0,0059	0,1341	0	87,2783	73,0385
6	0,350901	0,0385	14,7962	0	87,3168	87,8346
7	0,207371	5,5643	0,0285	0	92,8812	87,8631
8	0,188551	0,0075	0,1753	0	92,8887	88,0384
9	0,165064	0,0313	5,7215	0	92,9199	93,7598

- Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant de x-x.
- Le 2^{ème} mode est un mode de rotation
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation suivant de y-y.

Note : puisque on a trouvé le 2^{ème} mode est une rotation alors on va passer a un autre modèle.

3. Modèle N°=3 :

N.B : dans notre modèle on augmente les dimensions des poutres secondaires .

Dimensions initiales : 20x30 **—————>** Dimensions finale : 30x40

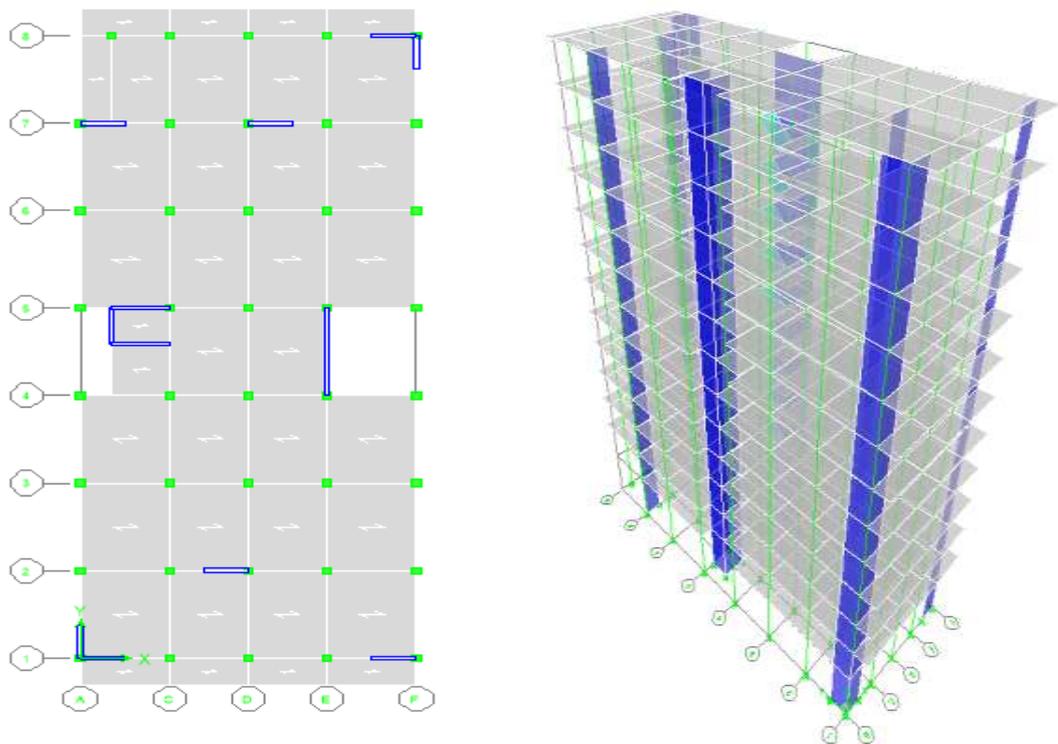


Figure IV.4 : Disposition des voiles du 3^{ème} modèle.

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle 1 :

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période du 1^{er} Mode $T_1 = 1,259$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode.

Tableau IV.4: Périodes et Facteurs de Participation Massique du 3^{ème} modèle.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	1,259682	67,3853	6,4949	0	67,3853	6,4949
2	1,236914	6,4239	66,154	0	73,8092	72,6489
3	1,182796	0	0,3996	0	73,8092	73,0484
4	0,372555	13,5655	0,7345	0	87,3747	73,7829
5	0,355655	0,7678	10,8513	0	88,1425	84,6343
6	0,345348	0,083	3,2995	0	88,2255	87,9338
7	0,183366	4,9875	0,2593	0	93,213	88,1931
8	0,171484	0,1353	2,1805	0	93,3482	90,3736

- Le 1^{er} mode est un mode de translation à x-x.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation à y-y..
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

b. Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de **ETABS** on a :

$$\bullet \quad W = 56865,45 \text{ KN} \rightarrow \begin{matrix} V^x = 6823,85 \text{ KN} \\ V^y = 9017,24 \text{ KN} \end{matrix} \rightarrow \begin{matrix} 0,8V^x = 5459,08 \text{ KN} \\ 0,8V^y = 7213,79 \text{ KN} \end{matrix}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 4200,21 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 4216,33 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 4200,21 \text{ KN} < 0,8V^x = 5495,08 \text{ KN} \\ V_t^y = 4216,33 \text{ KN} < 0,8V^y = 7213,79 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Le rapport } \left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,31 \right. \quad \text{Le rapport } \left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,71 \right.$$

Remarque : D'après l'RPA99 v2003, on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient r_x (ou r_y) selon la direction.

c. Vérification des déplacements inter étage :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article **5.10** du **RPA99 modifié en 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

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

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \delta_K^x = R \frac{0,8V^x}{V_t^x} \delta_{eK}^x & \text{et } \delta_K^y = R \frac{0,8V^y}{V_t^y} \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x & \text{et } \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{cases} \text{ si } \frac{0,8V^x}{V_t^x} > 1, \text{ et } \frac{0,8V^y}{V_t^y} > 1$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens

x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

Tableau IV.5 : Vérification des déplacements inter étages.

Niveaux	δ_{eK}^x	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
13	5	4,93	22,93	29,52	1,42	1,91	3,06	vérifiée
12	4,69	4,61	21,51	27,60	1,51	2,04	3,06	vérifiée
11	4,36	4,27	19,99	25,56	1,65	2,15	3,06	vérifiée
10	4	3,91	18,34	23,40	1,79	2,40	3,06	vérifiée
9	3,60	3,50	16,54	21	1,93	2,57	3,06	vérifiée
8	3,18	3,07	14,61	18,42	2,06	2,69	3,06	vérifiée
7	2,73	2,62	12,55	15,72	2,15	2,75	3,06	vérifiée
6	2,26	2,16	10,39	12,96	2,11	2,76	3,06	vérifiée
5	1,80	1,70	8,27	10,20	2,06	2,57	3,06	vérifiée
4	1,35	1,27	6,20	7,62	1,97	2,46	3,06	vérifiée
3	0,92	0,86	4,23	5,16	1,74	2,16	3,06	vérifiée
2	0,54	0,50	2,48	3	1,46	1,73	3,06	vérifiée
1	0,22	0,21	1,01	1,26	1,01	1,26	4,42	vérifiée
base	0	0	0	0	0	0	0	vérifiée

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

e. Vérification du critère de l'effort normal réduit :

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

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de la calcul s'exerçant sur une section de béton .

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

F_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Poteaux carrés :

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

<i>Niveaux</i>	<i>N_d</i> (KN)	<i>B_c</i> (cm ²)	<i>ν</i>	<i>Observation</i>	<i>Section</i> <i>Corrigée</i> (cm ²)
<i>P12</i>	191,51	35×35	0,05	<0,3	55×55
<i>P11</i>	325,78	35×35	0,09	<0,3	55×55
<i>P10</i>	396,19	35×35	0,11	<0,3	55×55
<i>P9</i>	496,02	35×35	0,13	<0,3	55×55
<i>P8</i>	628,22	35×35	0,17	<0,3	55×55
<i>P7</i>	764,6	35×35	0,21	<0,3	55×55
<i>P6</i>	904,78	35×35	0,25	<0,3	55×55
<i>P5</i>	1047,95	35×35	0,29	<0,3	55×55
<i>P4</i>	1198,62	40×40	0,25	<0,3	60×60
<i>P3</i>	1357,71	40×40	0,28	<0,3	60×60
<i>P2</i>	1587,03	40×40	0,33	>0,3	60×60
<i>P1</i>	1901,35	45×45	0,31	>0,3	65×65
<i>R.D.C</i>	2226,56	45×45	0,37	>0,3	65×65

4. Modèle Final :

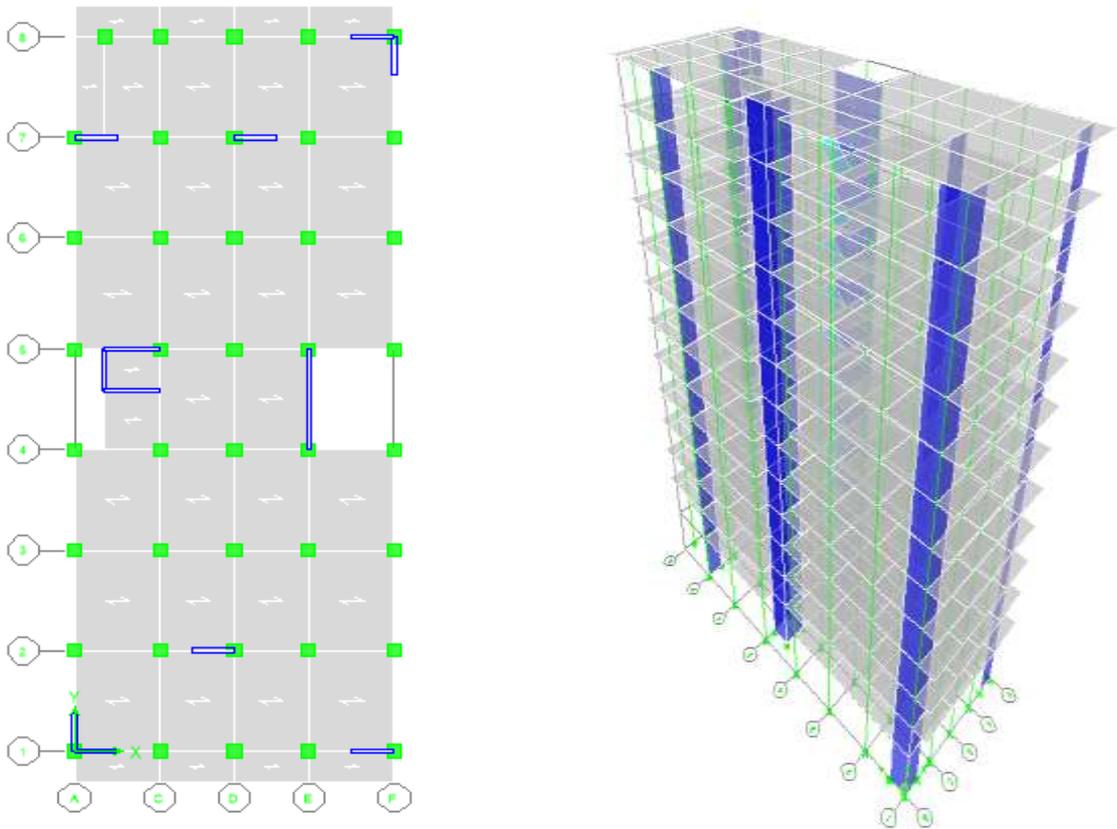


Figure IV.5: Disposition des voiles de modèle final.

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle 1 :

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période du 1^{er} Mode $T_1 = 1,096$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode.

Tableau IV.7 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle final.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	1,096897	65,9648	8,7792	0	65,9648	8,7792
2	1,067016	8,8334	62,9671	0	74,7981	71,7463
3	1,010977	0,0647	2,376	0	74,8629	74,1223
4	0,324135	13,432	0,3759	0	88,2949	74,4982
5	0,311874	0,3644	9,5593	0	88,6593	84,0575
6	0,297671	0,0498	4,296	0	88,7091	88,3535
7	0,161303	4,8976	0,0811	0	93,6067	88,4346
8	0,154587	0,0229	2,4417	0	93,6296	90,8763

- Le 1^{er} mode est un mode de translation à x-x
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation à y-y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

b. Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de **ETABS** on a :

$$\bullet \quad W=65013,68 \text{ KN} \rightarrow \begin{matrix} V^X = 7801,64 \text{ KN} \\ V^Y = 10309,31 \text{ KN} \end{matrix} \rightarrow \begin{matrix} 0,8V^X = 6241,31 \text{ KN} \\ 0,8V^Y = 8247,45 \text{ KN} \end{matrix}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 5255,23 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 5249,95 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 5255,23 \text{ KN} < 0,8V^x = 6241,31 \text{ KN} \\ V_t^y = 5249,95 \text{ KN} < 0,8V^y = 8247,45 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Le rapport } \left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,19 \right. \quad \text{Le rapport } \left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,57 \right.$$

Remarque : D'après l'RPA99 v2003, on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient r_x (ou r_y) selon la direction.

c. Vérification des déplacements inter étage :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article **5.10** du **RPA99 modifié en 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

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

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

$$\text{Avec : } \begin{matrix} \delta_K^x = R \frac{0,8V^x}{V_t^x} \delta_{eK}^x & \text{et} & \delta_K^y = R \frac{0,8V^y}{V_t^y} \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x & \text{et} & \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{matrix} \quad \text{si } \frac{0,8V^x}{V_t^x} > 1, \text{ et } \frac{0,8V^y}{V_t^y} > 1$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens

x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter étages.

Niveaux	δ_{eK}^x	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
13	4,13	4	17,20	21,98	0,92	1,21	3,06	vérifiée
12	3,90	3,78	16,28	20,77	1,04	1,38	3,06	vérifiée
11	3,65	3,52	15,23	19,39	1,17	1,55	3,06	vérifiée
10	3,37	3,24	14,05	17,83	1,30	1,66	3,06	vérifiée
9	3,06	2,94	12,75	16,17	1,38	1,88	3,06	vérifiée
8	2,73	2,60	11,37	14,29	1,50	1,93	3,06	vérifiée
7	2,36	2,24	9,86	12,35	1,59	2,05	3,06	vérifiée
6	1,98	1,87	8,26	10,30	1,63	2,10	3,06	vérifiée
5	1,59	1,49	6,62	8,19	1,59	2,04	3,06	vérifiée
4	1,20	1,12	5,03	6,15	1,54	1,94	3,06	vérifiée
3	0,83	0,76	3,48	4,21	1,42	1,71	3,06	vérifiée
2	0,49	0,45	2,05	2,49	1,17	1,44	3,06	vérifiée
1	0,21	0,19	0,87	1,04	0,87	1,04	4,42	vérifiée
base	0	0	0	0	0	0	0	vérifiée

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

e. Vérification du critère de l'effort normal réduit :

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

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de la calcul s'exerçant sur une section de béton .

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

F_c : est la résistance caractéristique du béton

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

<i>Niveaux</i>	<i>N_d</i> (KN)	<i>B_c</i> (cm ²)	<i>v</i>	<i>Observation</i>
<i>P12</i>	220,96	55×55	0,02	<0,3
<i>P11</i>	365,34	55×55	0,04	<0,3
<i>P10</i>	488,44	55×55	0,05	<0,3
<i>P9</i>	636,73	55×55	0,07	<0,3
<i>P8</i>	800,07	55×55	0,09	<0,3
<i>P7</i>	982,57	55×55	0,11	<0,3
<i>P6</i>	1173,73	55×55	0,13	<0,3
<i>P5</i>	1417,14	55×55	0,16	<0,3
<i>P4</i>	1682,63	60×60	0,16	<0,3
<i>P3</i>	1977,64	60×60	0,18	<0,3
<i>P2</i>	2366,78	60×60	0,22	<0,3
<i>P1</i>	2792,11	65×65	0,22	<0,3
<i>R.D.C</i>	3210,93	65×65	0,25	<0,3

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

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 67750,7$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 13862,91$ kN.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 20,05\% > 20\%$.

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

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

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

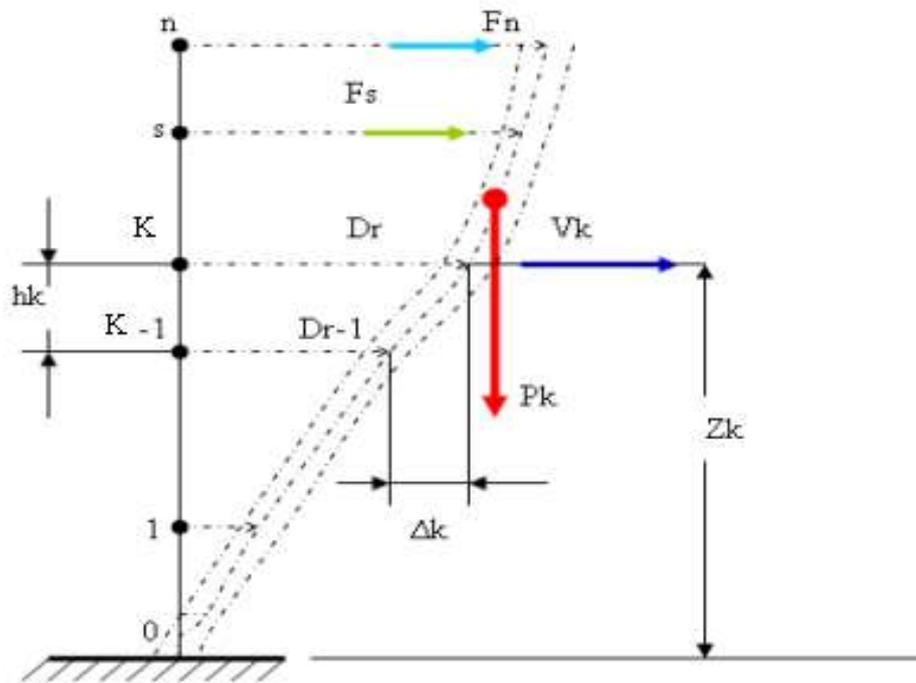


Figure IV.6 : Evaluation des effets du second ordre.

Les effets du 2° ordre (ou effet $P-\Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003"}$$

Avec :

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

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

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

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

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

Tableau IV.10 : Vérification l'effet p- Δ inter étages du modèle final.

<i>Niveaux</i>	V _x (KN)	V _y (KN)	Pk (KN)	Δ x (cm)	Δ y (cm)	Hk(m)	θ x	θ y	observation
13	886,15	883,04	8662,62	0,92	1,21	3,06	0,02	0,03	vérifiée
12	1609,79	1612,8	15821,56	1,04	1,38	3,06	0,03	0,04	vérifiée
11	2210,24	2213,82	21717,57	1,17	1,55	3,06	0,03	0,04	vérifiée
10	2722,42	2726,83	26750,2	1,3	1,66	3,06	0,04	0,05	vérifiée
9	3163,65	3171,56	31113	1,38	1,88	3,06	0,04	0,06	vérifiée
8	3550,97	3563,82	34961,07	1,5	1,93	3,06	0,04	0,06	vérifiée
7	3897,89	3914,6	38402,22	1,59	2,05	3,06	0,05	0,06	vérifiée
6	4212,41	4229,81	41494,43	1,63	2,1	3,06	0,05	0,06	vérifiée
5	4501,33	4515,17	44293,81	1,59	2,04	3,06	0,05	0,06	vérifiée
4	4760,1	4766,89	46763,19	1,54	1,94	3,06	0,04	0,06	vérifiée
3	4972,7	4971,59	48771,29	1,42	1,71	3,06	0,04	0,05	vérifiée
2	5129,32	5123,02	50256,82	1,17	1,44	3,06	0,03	0,04	vérifiée
1	5216,96	5211,64	51126,18	0,87	1,04	4,42	0,02	0,02	vérifiée

Vu les résultats obtenus les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ est satisfaites, d'ou les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

V. Conclusion :

Etant donné que :

- Les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (R=3,5) est justifié.

Chapitre 5

Ferraillage des éléments résistants

I. Introduction

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

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

1. poteaux
2. poutres
3. voiles

II. Ferrailage des poteaux

II.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

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

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bc} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	30	17	1,15	500	434,78
Accidentelle	1,15	30	22,17	1	500	500

II.2. Combinaison d'action

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

a. Selon CBA 93 :

Situation durable →ELU : $1,35G+1,5Q$
→ELS : $G+Q$

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle : $G+Q+E$
 $0,8G+E$

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

- 1- effort normal maximal et le moment correspondant (N_{max}, M_{corr})
- 2- effort normal minimal et le moment correspondant (N_{min}, M_{corr})

3-le moment maximum et l'effort correspondant (M_{max}, N_{corr})

II.3. Recommandation selon RPA99 version 2003

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique **IIa**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par:
 - Le pourcentage minimal d'armateurs est de **0.8%.(b×h)** (en zone **IIa**) .
 - $* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 4\%$ Zone courante (Z.C)
 - $* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R)

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $40\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

1. Situation durable :

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

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

Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{max}; M^{corr}$).

Niveaux	N^{max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Section [cm^2]	Sollicitation	A_s [cm^2]	A_s' [cm^2]	A_{smin} RPA
RDC.1^{er}	2696,33	2,40	65x65	SEC	0	0	33,8
2^{ème} 3^{ème} 4^{ème}	2223,36	3,66	60×60	SEC	0	0	28,8
5^{ème} 6^{ème} 7^{ème} 8^{ème} 9^{ème} 10^{ème} 11^{ème} 12^{ème}	1586,46	5,50	55×55	SEC	0	0	24,2

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

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

Niveaux	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC.1er	1280,77	18,65	65x65	SEC	0	0	33,8
2ème 3ème 4ème	910,48	21,38	60×60	SEC	0	0	28,8
5ème .6ème .7ème .8ème .9ème 10ème 11ème 12ème	71,55	48,33	55×55	SPC	1,33	0	24,2

c. ($M^{\max}; N^{\text{corr}}$) :

Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux situation durable ($M^{\max}; N^{\text{corr}}$).

Niveaux	M^{\max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC.1er	50,98	1280,77	65x65	SEC	0	0	33,8
2ème 3ème 4ème	35,10	910,48	60×60	SEC	0	0	28,8
5ème .6ème .7ème .8ème .9ème 10ème 11ème 12ème	61,65	129,92	55×55	SPC	1,25	0	24,2

2. Situation accidentelle

- Combinaison : $G+Q+E$

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

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

Niveaux	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC.1er	3210,93	176.60	65x65	SEC	0	0	33,8
2ème 3ème 4ème	2366,78	167.25	60×60	SEC	0	0	28,8
5ème .6ème .7ème .8ème .9ème 10ème 11ème 12ème	1417,14	136.38	55×55	SEC	0	0	24,2

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

Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC.1 ^{er}	1008.98	13.82	65x65	SEC	0	0	33,8
2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème}	594.73	62.18	60×60	SEC	0	0	28,8
5 ^{ème} .6 ^{ème} .7 ^{ème} .8 ^{ème} .9 ^{ème} 10 ^{ème} 11 ^{ème} 12 ^{ème}	39.52	52.52	55×55	SPC	1.92	0	24,2

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

Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\text{corr}}, M^{\max}$).

Niveaux	M^{\max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC.1 ^{er}	241.16	2774.86	65x65	SEC	0	0	33,8
2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème}	195	1284.16	60×60	SEC	0	0	28,8
5 ^{ème} .6 ^{ème} .7 ^{ème} .8 ^{ème} .9 ^{ème} 10 ^{ème} 11 ^{ème} 12 ^{ème}	173.63	645.43	55×55	SPC	1	0	24,2

• Combinaison : 0,8G+E

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

Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC.1 ^{er}	2825,65	162,98	65x65	SEC	0	0	33,8
2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème}	2076,85	118,25	60×60	SEC	0	0	28,8
5 ^{ème} .6 ^{ème} .7 ^{ème} .8 ^{ème} .9 ^{ème} 10 ^{ème} 11 ^{ème} 12 ^{ème}	1134,83	136.64	55×55	SEC	0	0	24,2

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

Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s,\min}$ RPA
RDC.1 ^{er}	1250,25	159,99	65x65	SEC	0	0	33,8
2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème}	804,65	111,06	60×60	SEC	0	0	28,8
5 ^{ème} .6 ^{ème} .7 ^{ème} .8 ^{ème} .9 ^{ème} 10 ^{ème} 11 ^{ème} 12 ^{ème}	180,93	67,62	55×55	SPC	0,93	0	24,2

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

Tableau V.10 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveaux	M^{\max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s,\min}$ RPA
RDC.1 ^{er}	230,52	2269,36	65x65	SEC	0	0	33,8
2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème}	190,43	922,04	60×60	SEC	0	0	28,8
5 ^{ème} .6 ^{ème} .7 ^{ème} .8 ^{ème} .9 ^{ème} 10 ^{ème} 11 ^{ème} 12 ^{ème}	167,94	256,36	55×55	SPC	4,95	0	24,2

II.4.Choix des armatures :

Tableau V.11 : Choix des armatures des poteaux.

Niveau x	Section (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^{adp} (cm ²)
RDC.1 ^{er}	65×65	0	33,8	169	253,5	4T25+8T16	35,72
2 ^{ème} 3 ^{ème} .4 ^{ème}	60×60	0	28,8	144	216	4T20+8T16	28,65
5 ^{ème} .6 ^{ème} .7 ^{ème} .8 ^{ème} .9 ^{ème} 10 ^{ème} 11 ^{ème} 12 ^{ème}	55×55	4,95	24,2	121	181,5	4T20+8T16	28.65

II.5.Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

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

● **Béton :** $\sigma_{bc}=0,6f_{c28}=18 MPa$

● **Acier:**

→ Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

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

→ Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s$

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=250 MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

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

Tableau V.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Nser ^{max} (KN)	Mser ^{corr} (KN.m)	Section (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC.1 ^{er}	65×65	1969,27	1,75	35,72	49,60	250	3,18	18	OK
2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème}	60×60	1623,58	2,65	28,65	49,40	250	3,17	18	OK
5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème} 8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème} 11 ^{ème} 12 ^{ème}	55×55	1158,63	3,99	28.65	40,80	250	2,60	18	OK

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

Tableau V.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Nser ^{min} (KN)	Mser ^{corr} (KN.m)	Section (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC.1 ^{er}	65×65	972,11	22,80	35,72	28,9	250	1,91	18	OK
2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème}	60×60	695,6	20,27	28,65	26,1	250	1,75	18	OK
5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème} 8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème} 11 ^{ème} 12 ^{ème}	55×55	76,21	29,73	28.65	14,1	250	1,39	18	OK

c- ($M^{max}; N^{corr}$) :

Tableau V.14 : Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Mser ^{max} (KN)	Nser ^{corr} (KN.m)	Section (cm ²)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérifica-tion
RDC.1 ^{er}	65×65	36,35	1710,53	35,72	35,4	250	5,33	18	OK
2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème}	60×60	25,48	1010	28,65	23,7	250	3,81	18	OK
5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème} 8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème} 11 ^{ème} 12 ^{ème}	55×55	44,39	119,05	28,65	20,5	250	2,09	18	OK

II.6. Vérification De L'effort Tranchant

a-Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant 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 CBA 93 :

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

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

* Selon le RPA 99 version 2003 :

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

ρ_d=0,075.....si l'élancement λ≥5

ρ_d=0,040.....si l'élancement λ<5

Avec :

λ: L'élancement 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.15 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	T _u (KN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _a	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{CBA\ 93}$ (MPa)	Vérification
RDC.1 ^{er}	65×65	91,48	0,28	16,49	0,075	2,25	3	OK
2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème}	60×60	58,36	0,18	12,36	0,075	2,25	3	OK
5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème} 8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème} 11 ^{ème} 12 ^{ème}	55×55	46	0,16	13,49	0,075	2,25	3	OK

II.7. Ferrailage transversal des poteaux

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8,33mm \rightarrow \phi_t = 10mm$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles du **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

* Selon **CBA 93** :

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

A_t : Section d’armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t: Espacement des armatures transversales.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

* Selon le **RPA99 version 2003** :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d’armatures transversales.

S_t: Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

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

$S_t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15\text{cm}) \dots \text{Zone nodale (zone IIa)}$.

$S_t \leq 15 \phi_l \dots \text{Zone courante (zone IIa)}$.

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 :

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

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

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 500 \text{MPa}$ (FeE50).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.16 : Espacement maximales selon RPA99.

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC.1^{er}	65 × 65	4T25+12T16	25 et 16	15	20
2^{ème} 3^{ème} 4^{ème}	60 × 60	4T25+8T16	25 et 16	15	20
5^{ème} 6^{ème} 7^{ème} 8^{ème} 9^{ème} 10^{ème} 11^{ème} 12^{ème}	55 × 55	4T20+8T16	20 et 16	15	20

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

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

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (KN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC.1 ^{er}	65×65	3,09	4,76	3,75	91.48	N	15	1,58	4T10	3,14
						C	20	2,11	4T10	3,14
2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème}	60×60	2.14	3,57	3,75	58.36	N	15	1,09	4T10	3,14
						C	20	1,45	4T10	3,14
5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème} .8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème} 11 ^{ème} 12 ^{ème}	55×55	2,14	3,89	3,75	46	N	15	0,94	4T10	3,14
						C	20	1,25	4T10	3,14

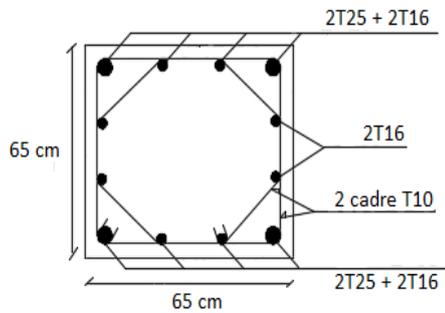
II.8. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : L_r=40Ø_l en zone IIa.

Pour :

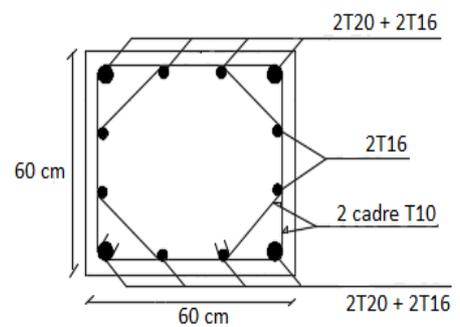
- Ø=25mm.....L_r=100cm
- Ø=20mm.....L_r=80cm
- Ø=16mm.....L_r=64cm
- Ø=14mm.....L_r=56cm
- Ø=12mm.....L_r=48cm

➤ Schéma de ferrailage des poteaux :

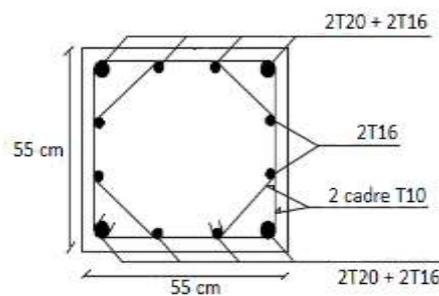


Poteaux RDC et 1^{er} étages

étages



Poteaux 2^{ème} jusqu'à 5^{ème}



Poteaux 6^{ème} jusqu'à 12^{ème} étages

III. Ferrailage des poutres**III.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 (voir annexe). On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93 :

Situation durable → ELU: $1,35G+1,5Q$
→ ELS: $G+Q$

b. Selon RPA 99

Situation accidentelle

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

III.2. Recommandations selon RPA99 version 2003

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone II.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

III.3. Calcul de ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire)

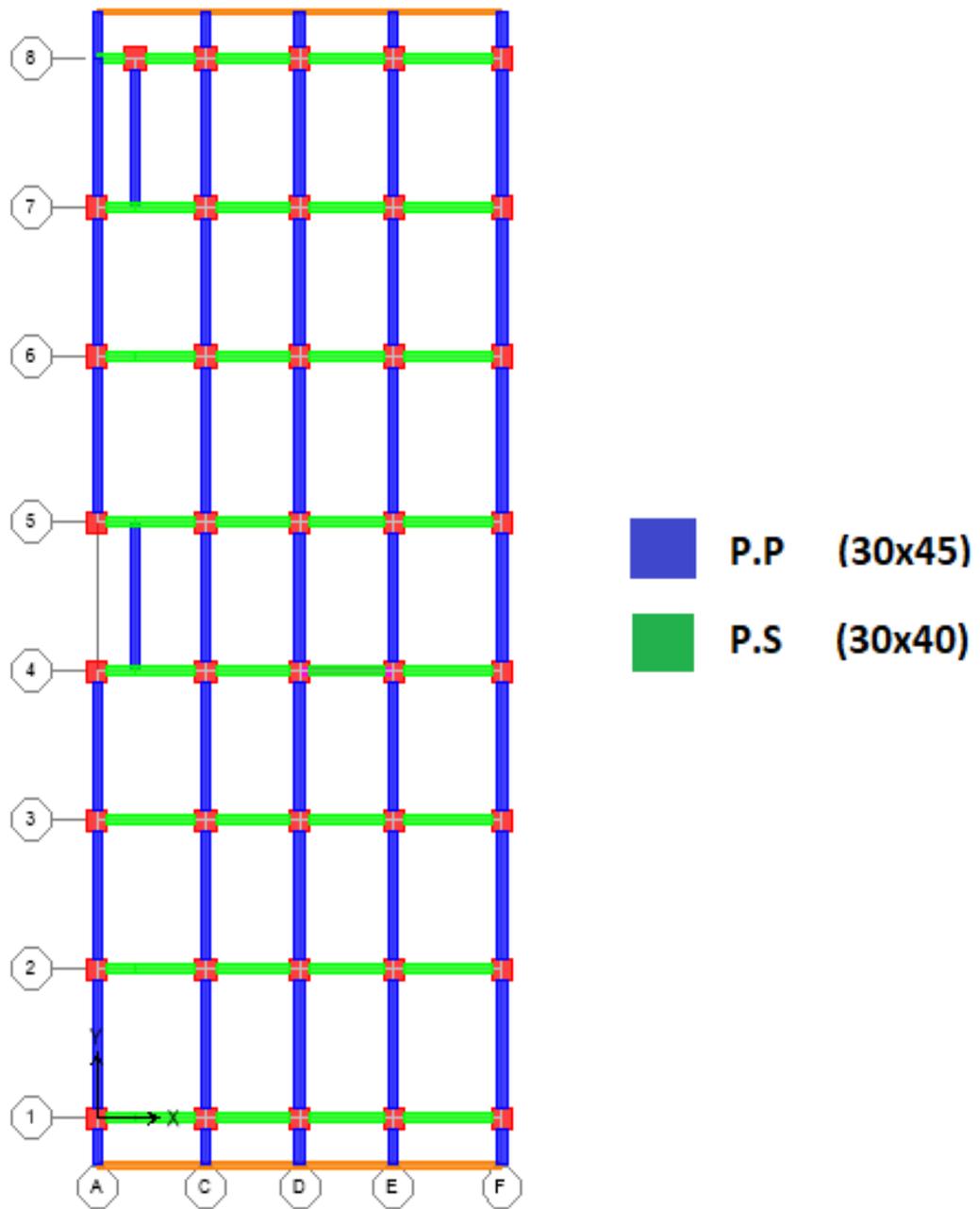


Figure V.1 : Disposition des Poutres

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (SOCOTEC) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

III.3.1. Poutre principale (30x45)

➤ **Situation durable**

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

Tableau V.18: Ferrailage des poutres principales à l'ELU.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	30x45	travée	44,91	2,59	0	6,75
		appuis	-81,61	4,83	0	6,75
Etages courants	30x45	travée	41,59	2,39	0	6,75
		appuis	-84,80	5,03	0	6,75
Etage commerce	30x45	travée	37,85	2,17	0	6,75
		appuis	-51,25	2,97	0	6,75

➤ **Situation accidentelle**

- **Combinaison : G+Q ± E**

Tableau V.19 : Ferrailage des poutres principales à G+Q ± E.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	30x45	travée	58,54	2,94	0	6,75
		appuis	-136,08	7,12	0	6,75
Etages courants	30x45	travée	197,87	10,74	0	6,75
		appuis	-235,61	13,11	0	6,75
Etage commerce	30x45	travée	138,11	7,23	0	6,75
		appuis	-162,56	8,63	0	6,75

- Combinaison : $0.8G \pm E$

Tableau V.20 : Ferrailage des poutres principales à $0.8G \pm E$.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	30x45	travée	61,72	3,10	0	6,75
		appuis	-118,91	6,16	0	6,75
Etages courants	30x45	travée	203,65	11,09	0	6,75
		appuis	-229,84	12,74	0	6,75
Etage commerce	30x45	travée	142	7,45	0	6,75
		appuis	-158,66	8,41	0	6,75

III.3.1.1 Choix des armatures

Tableau V.21 : Choix des armatures pour les poutres principales.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	A _s ^{cal} (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Terrasse	30x45	Travée	3,1	6,75	54	81	3T14+3T12	8,01
		Appuis	7,12				3T14+3T12	8,01
Etages courants	30x45	Travée	11,09	6,75	54	81	3T20+2T16	13,44
		appuis	13,11				3T20+2T16	13,44
Etage commerce	30x45	travée	7,45	6,75	54	81	3T20	9,42
		appuis	8,63				3T20	9,42

III.3.2. Poutre secondaire (30x40)

- Situation durable

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

Tableau V.22 : Ferrailage des poutres secondaires l'ELU.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	30x40	travée	32,55	2,14	0	6
		appuis	-56,03	3,75	0	6
Etages courants	30x40	travée	34,90	2,29	0	6
		appuis	-51,81	3,46	0	6
Etage commerce	30x40	travée	6,73	0,43	0	6
		appuis	-9,72	0,63	0	6

➤ Situation accidentelle

- Combinaison : G+Q±E

Tableau V.23 : Ferrailage des poutres secondaires G+Q±E.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	30x40	travée	111,85	6,70	0	6
		appuis	-125,37	7,58	0	6
Etages courants	30x40	travée	169,64	10,64	0	6
		appuis	-180,96	11,64	0	6
Etage commerce	30x40	travée	85,40	5,01	0	6
		appuis	-89,27	5,26	0	6

- Combinaison : 0.8G±E

Tableau V.24 : Ferrailage des poutres secondaires 0.8G±E.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	30x40	travée	103,69	6,17	0	6
		appuis	-116,27	6,98	0	6
Etages courants	30x40	travée	163,72	10,22	0	6
		appuis	-174,39	10,98	0	6
Etage commerce	30x40	travée	84,19	4,94	0	6
		appuis	-87,58	5,15	0	6

III.3.2.1. Choix des armatures

Tableau V.25 : Choix des armatures pour les poutres secondaires.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	A _s ^{cal} (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Terrasse	30x40	Travée	6,7	6	48	72	3T14+3T12	8,01
		appuis	7,58				3T14+3T12	8,01
Etages courants	30x40	travée	10,64	6	48	72	3T20+2T14	12,50
		appuis	11,46				3T20+2T14	12,50
Etage commerce	30x40	travée	5,01	6	48	72	3T16	6,03
		appuis	5,26				3T16	6,03

III.4. Condition de non fragilité

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

Avec :

$$f_{t28}=2.4\text{MPa} ; f_e=500\text{Mpa}$$

Tableau V.26 : Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	A _{s(choisi)} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
PP (30x45)	8,01	1.34	Vérifiée
PS (30*40)	6,03	1,19	Vérifiée

III.5. Vérification de L’ELS

Les contraintes sont calculées à l’état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) ,puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par **BAEL 91 modifie 99** :

Béton :

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

Acier :

- Peu nuisible : Pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} = \min \{2/3f_e; \max (f_e/2; 110\sqrt{\eta f_{t28}})\}$
- Pour une fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} = 0,8 \min \{2/3f_e; \max (f_e/2; 110\sqrt{\eta f_{t28}})\}$

Où :

- $\eta =1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

- On doit vérifier que :

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

III.5.1. Poutre principale (30x45)

Tableau V.27 : Vérification des poutres principales à l'ELS.

Poutres du plancher	Position	M _{ser} (kNm)	Choix des armatures	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Observation
Terrasse	travée	32,83	3T14+3T12	8,01	4,16	18	113,4	250	vérifiée
	appuis	-59,54	3T14+3T12	8,01	7,54		205,6		vérifiée
Etages courants	travée	30,19	3T20+2T16	13,44	3,24	18	64	250	vérifiée
	appuis	-61,61	3T20+2T16	13,44	6,61		130,6		vérifiée
Etage commerce	travée	27,47	3T20	9,42	3,30	18	81,4	250	vérifiée
	appuis	-37,20	3T20	9,42	4,47		110,2		vérifiée

III.5.2. Poutre secondaire (30x40)

Tableau V.28 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS.

Poutres du plancher	Position	M _{ser} (kNm)	Choix des armatures	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Observation
Terrasse	travée	23,64	3T14+3T12	8,01	3,72	18	93,60	250	vérifiée
	appuis	-41,22	3T14+3T12	8,01	6,49		163,30		vérifiée
Etages courants	travée	25,33	3T20+2T14	12,50	3,99	18	100,30	250	vérifiée
	appuis	-37,42	3T20+2T14	12,50	5,89		148,20		vérifiée
Etage commerce	travée	4,93	3T16	6,03	0,78	18	19,50	250	vérifiée
	appuis	-7,10	3T16	6,03	1,12		28,10		vérifiée

III.6. 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.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3 \text{ MPa}$ (Fissuration préjudiciable). Selon le **BAEL91 modifié 99**

Tableau V.29 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Terrasse	P.P (30x45)	98,25	0,81	3	OK
	P.S (30x40)	55,53	0,51	3	OK
Etages courants	P.P (30x45)	95,52	0,79	3	OK
	P.S (30x40)	49,79	0,46	3	OK
Etage commerce	P.P (30x45)	80,24	0,66	3	OK
	P.S (30x40)	15,32	0,14	3	OK

III.7. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE500 (f_e=500 MPa).

Selon le BAEL91modifié99 :

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

Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \quad \text{Avec : } \varphi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_i; \frac{b}{10}\right) \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Tableau V.30 : Calcul des armatures transversales.

Section	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
P.P (30x45)	98,25	0,81	40	11.25	22.5	10	20	1,80	4T8
P.S(30x40)	55,53	0,51	36	10	20	10	15	1,35	4T8

➤ **Recouvrement des Armatures Longitudinales**

$L_r = 40\varnothing$ (zone II) : Longueur de recouvrement

On a :

- $\varnothing=20\text{mm}$ $L_r = 80\text{cm}$
- $\varnothing=16\text{mm}$ $L_r = 64\text{cm}$
- $\varnothing=14\text{mm}$ $L_r = 56\text{cm}$
- $\varnothing=12\text{mm}$ $L_r = 48\text{cm}$

III.8. Arrêt des barres :

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

Armatures supérieures : $h' \geq$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{MAX}}{4} \quad \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} \quad \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

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

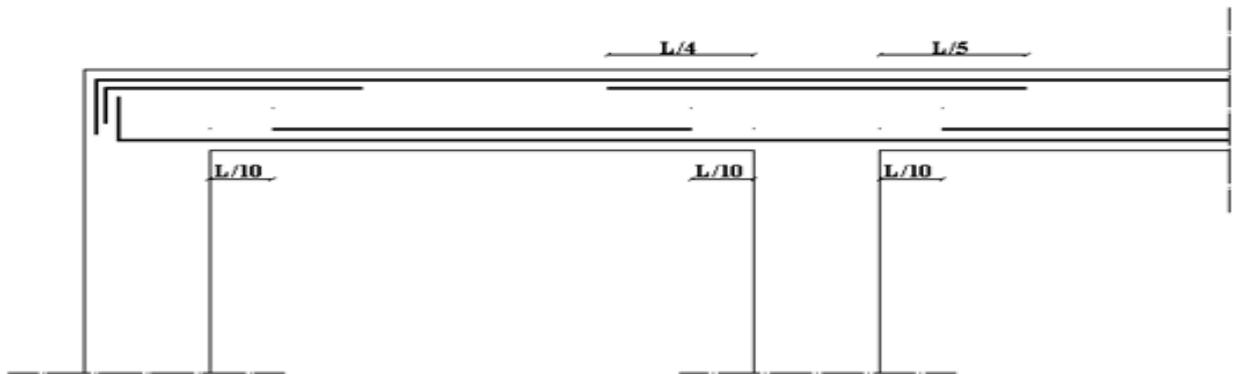


Figure V.2 : Arrêt de barre.

III.9. Vérification de la flèche

On doit vérifier que : $f_{\text{max}} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5\text{m} \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5\text{m} \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie ; la flèche maximale est donnée par :

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_{vj}I_b}$$

Avec :

L : La portée de la poutre.

h : La hauteur de la section de la poutre.

f_{\max} : La flèche maximale de la poutre.

q : Charge uniformément répartie déterminée à E.L.S ($q=G+Q$).

G : Charge permanente reprise par la poutre.

Q : Charge d'exploitation supportée par la poutre.

I_b : Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion $\left(I_b = \frac{bh^3}{12} \right)$

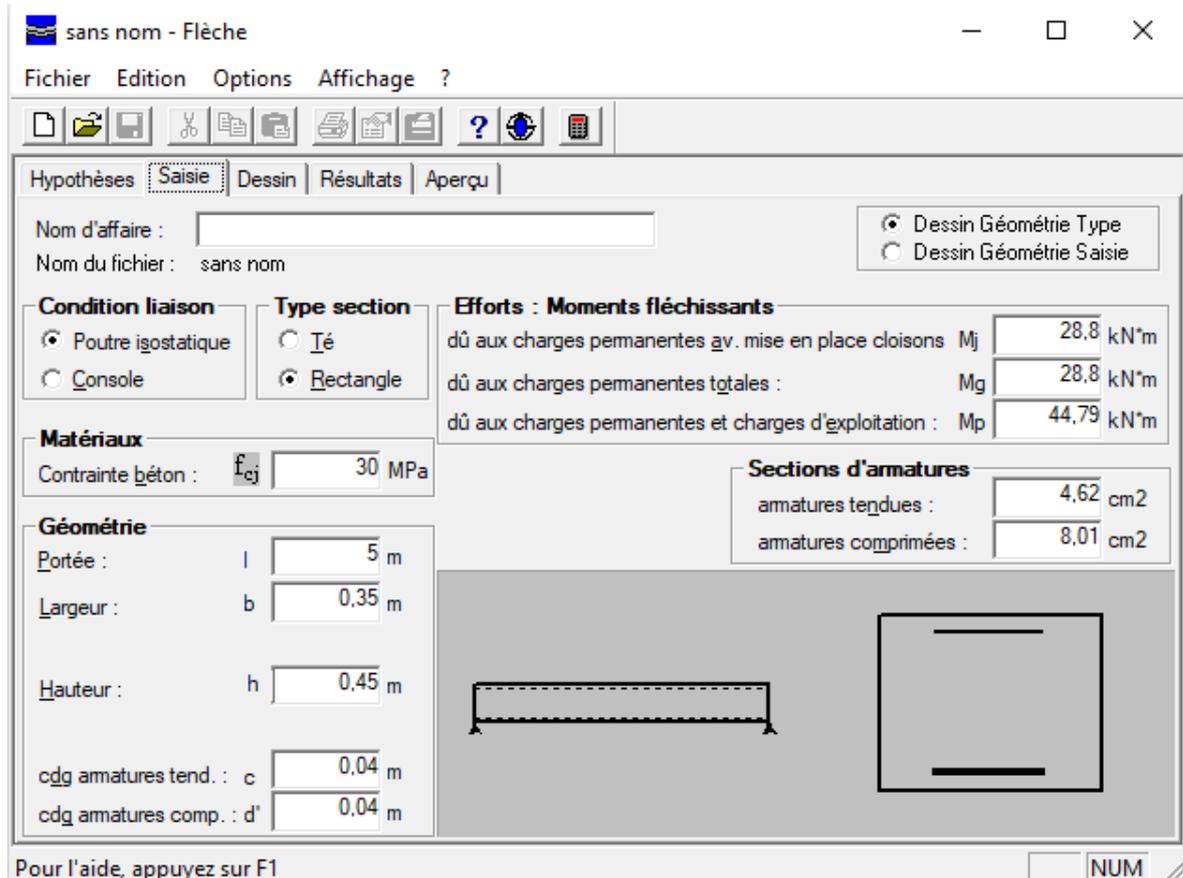
E_{vj} : Module d'élasticité différé du béton armé ($E_{vj}=10721,40MPa$).

Remarque :

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel **SOCOTEC**.

➤ Exemple qui illustre les étapes de calcul comme suit :

III.9.1. Poutre principale (L=5 m) :



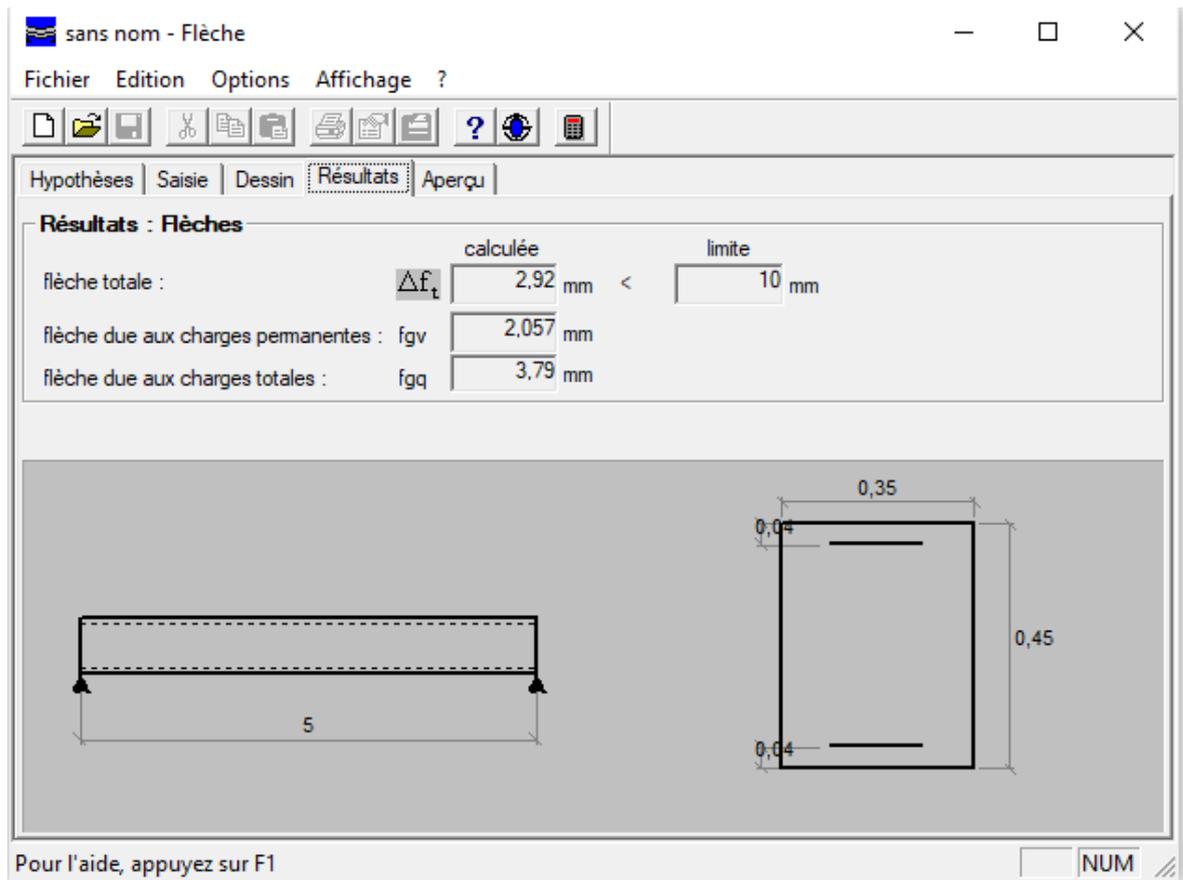
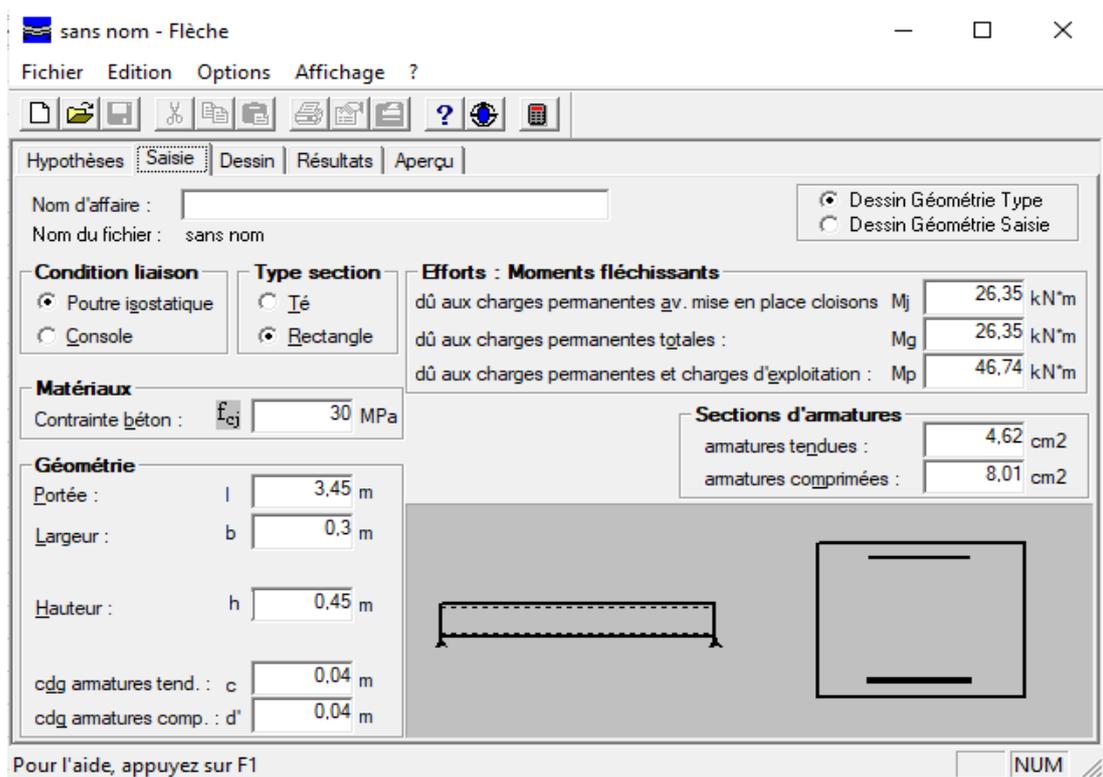


Figure V.3 : Exemple de calcul la flèche d’une poutre principale.

III.9.2. Poutre secondaire



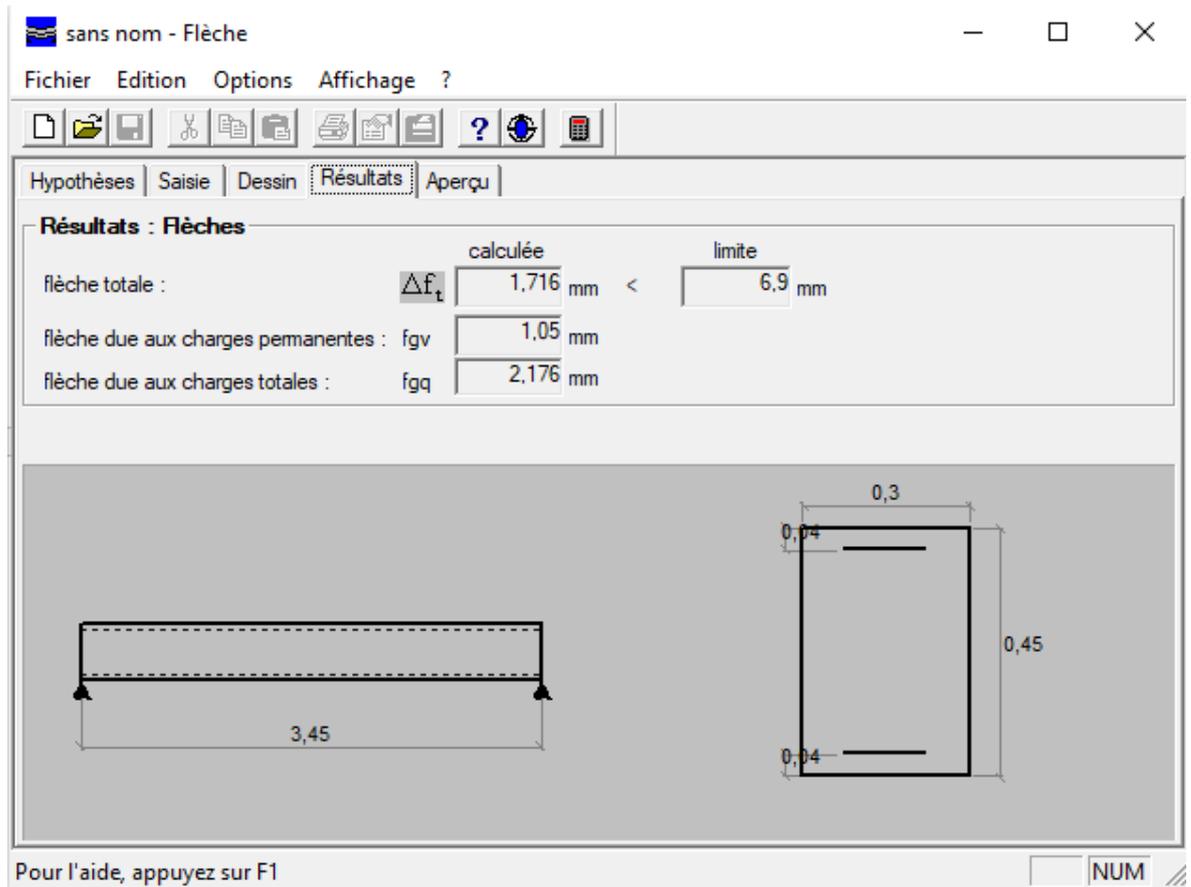


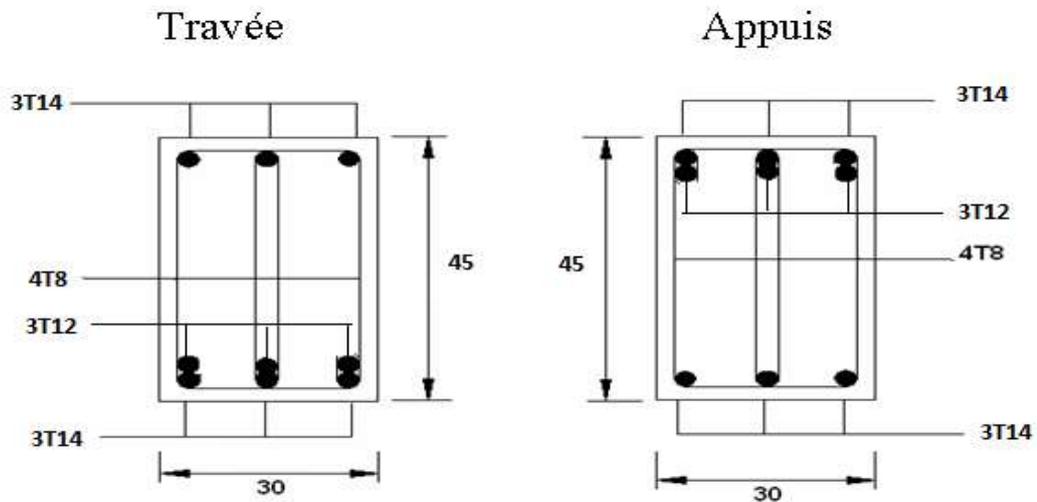
Figure V.4 : Exemple de calcul la flèche d’une poutre secondaire.

Nous résumons le calcul de la flèche des poutres principales, secondaires dans le tableau ci-dessous, nous remarquons que le calcul est vérifié à tous les niveaux.

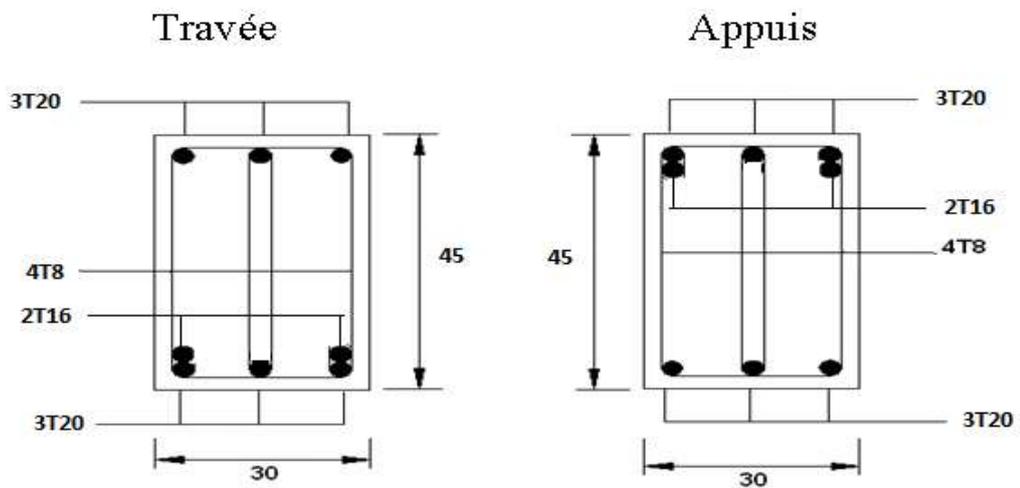
Tableau V.31 : Vérification de la flèche des poutres.

Section (cm ²)	f (mm)	f ^{add} (mm)	Observation
PP (30x45)	2.92	10	Vérifier
PS (30x40)	1.716	6.9	Vérifier

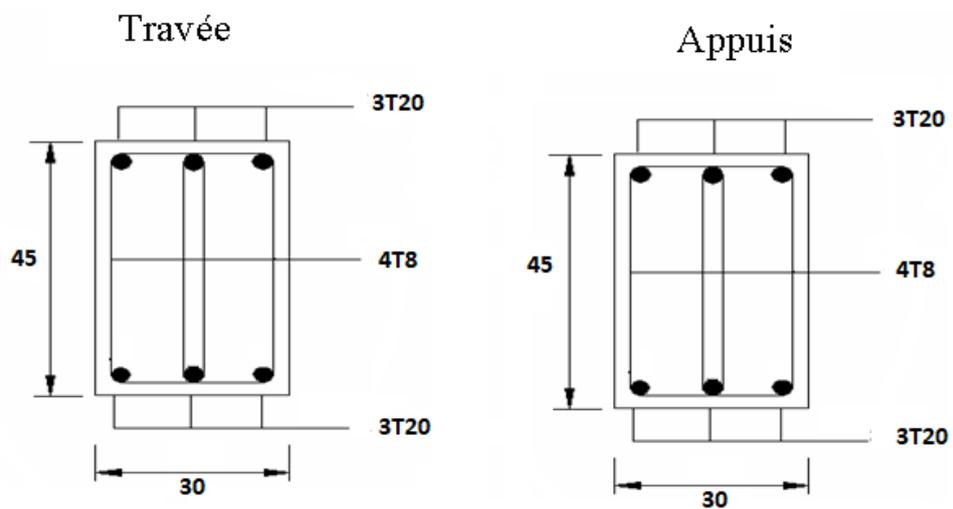
➤ Schéma de ferrailage des poutres :
Poutre principale



poutre principale 30x45 étage terrasse

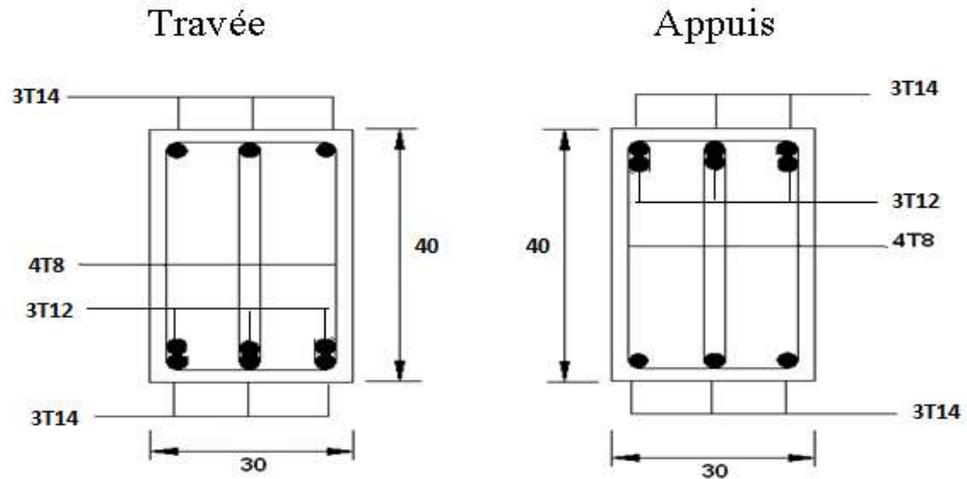


poutre principale 30x45 étage courant

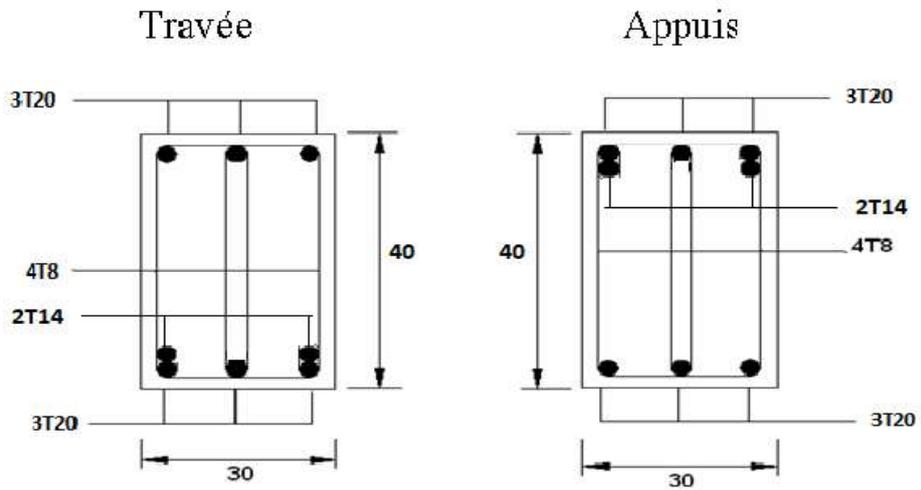


poutre principale 30x45 étage commerce

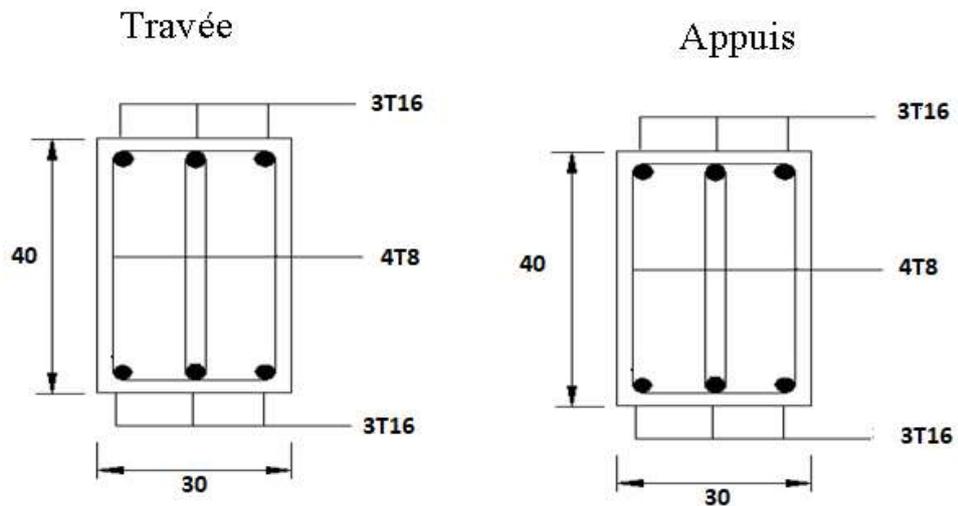
Poutres secondaires



poutre secondaire 30x40 étage terrasse



poutre secondaire 30x40 étage courant



poutre secondaire 30x40 étage commerce

IV. Ferrailage des voiles :**IV.1. Méthode des contraintes :****IV.1.1. Introduction :**

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

Ces éléments peuvent être :

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

Remarque :

Le rôle des voiles et murs est :

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

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **DTU 23.1** « murs en béton banché » .

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

Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

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

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

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

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles

verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

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

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

IV.1.2. Introduction au ferrailage des voiles :

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

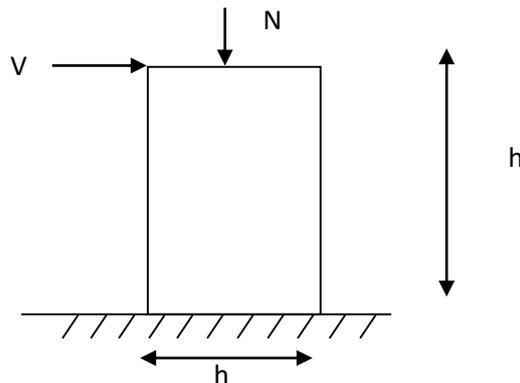


Figure V.5 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

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

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

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

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du

voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

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

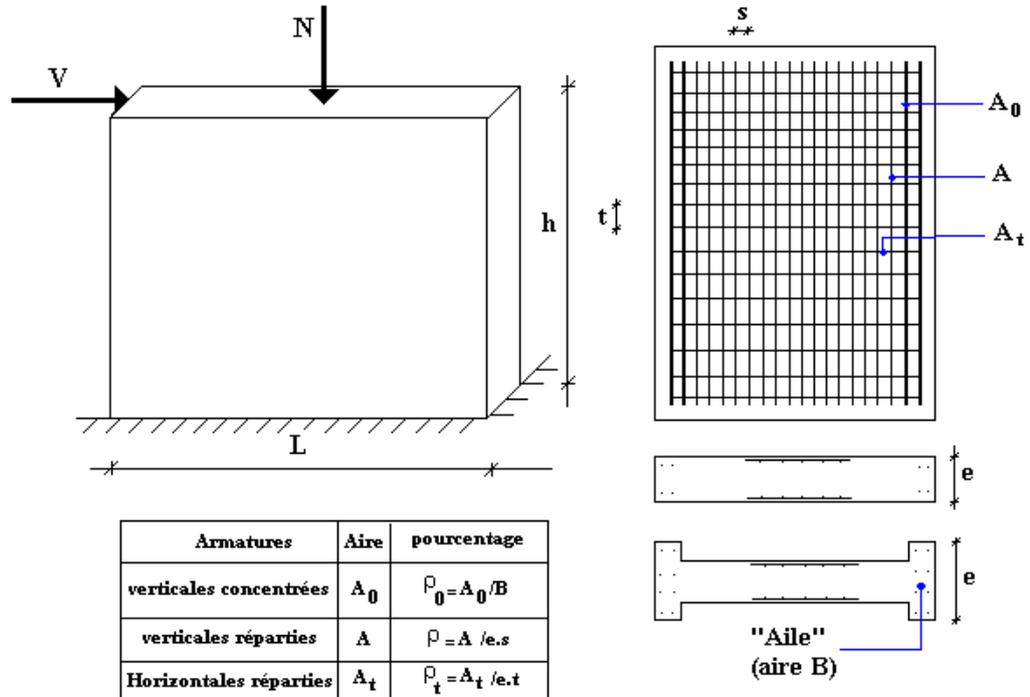


Figure V.6 : Schéma d'un voile plein et sa disposition de ferrailage.

IV.1.3. Justification s sous sollicitations normales (BAEL91)

a. Conditions d'application:

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

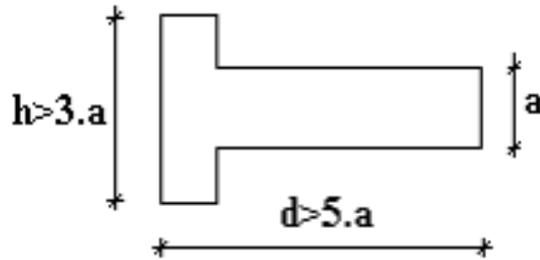


Figure V.7 : définition de l'élément mur.

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

Soit : l : la hauteur libre du mur;

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

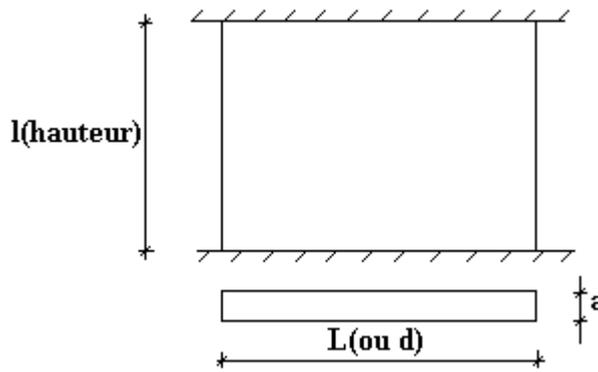


Figure V.8 : Mur encasté.

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

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

Tableau V.32 : Valeurs de (l_f/l) .

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

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

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

c. Effort de compression en ELU :

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

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

f_e : limite élastique de l'acier

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

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

Nota:

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

Tableau V.33 : Calcul de $\sigma_{u\ lim}$.

	<i>Notation</i>	<i>Unités</i>	<i>Voiles armé verticalement</i>	<i>Voile non armé verticalement</i>
<i>Elancement</i>	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<i>Section réduite</i>	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
<i>Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$</i>	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
<i>Effort limite ELU</i>	$N_{u\ lim}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
<i>Contraintes limites</i>	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$

Remarque:

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

d. Niveaux de vérification :

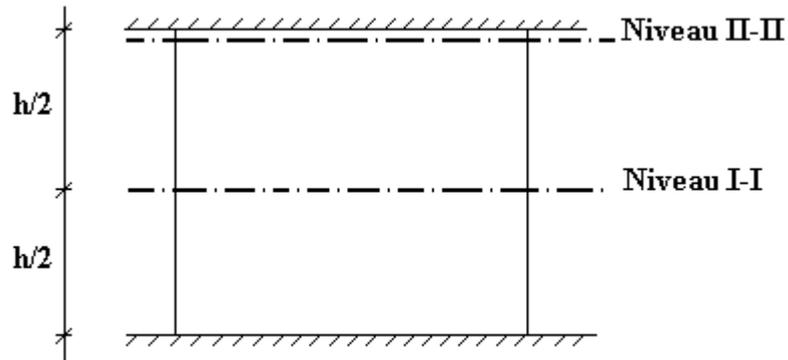


Figure V.9 : Niveaux des vérifications des contraintes l'âme du voile.

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

e. Aciers minimaux :

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

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

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :

Tableau V.34 : Aciers verticaux et horizontaux.

	<i>Aciers verticaux</i>	<i>Aciers horizontaux</i>
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3}; 0,001 \right]$
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001; 0,0015 \frac{4000\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.

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

2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements).

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

Tableau V.35 : Acers transversaux.

	Nombre d'armatures transversales	Diamètre \varnothing_t
$\varnothing_l \leq 12\text{ mm}$	4 épingles par m ² de voile	6 mm
$12\text{ mm} \leq \varnothing_l \leq 20\text{ mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6 mm
$20\text{ mm} \leq \varnothing_l$	Espacement $\leq 15 \varnothing_l$	8 mm

Cisaillement :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0.05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0.05f_{c28}$).

IV.1.4 Procédure De Ferrailage Des Trumeaux.

IV.1.4.1. Introduction :

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

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

IV.1.4.2 Méthode Simplifiée Basée Sur Les Contraintes :(Calcul Des Aciers Verticaux) :

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

1 - ZONE COMPRIMEE :

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

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

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

2 - ZONE TENDUE :

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

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

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta s = A_v \dots\dots\dots (1)$$

Où $\Delta s = e \times l_m$

$\frac{A_s}{S}$ Est répartie sur S ; cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

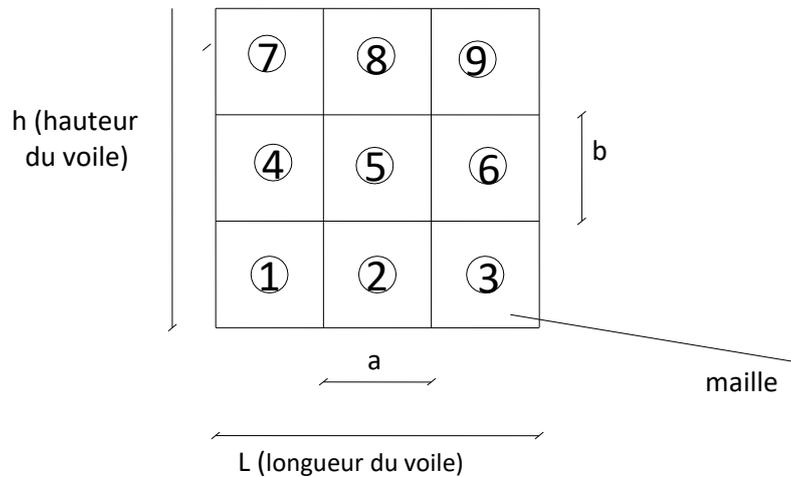


Figure V.10 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

IV.1.4.3 Aciers Horizontaux:

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

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0.8(0.8f_e)} = \frac{1.4 \tau_u a S_t}{0.8f_e} 1.25$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par l'interface graphique du **ETABS**.

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

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

IV.1.4.4. Préconisation Du Règlement Parasismique Algérien (Rpa99 Version2003) :

a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.15%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.15 % de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

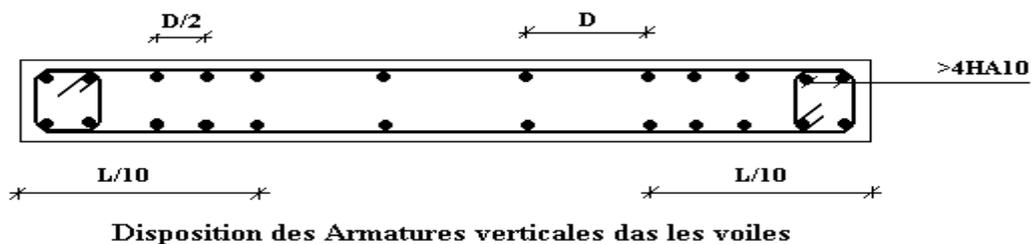


Figure V.11 : Disposition des Armatures verticales dans les voiles.

b. Aciers horizontaux :

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

c. Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.20%
 - En zone courante 0.10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

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

Exemple de calcul (voile VI) :

Soit le voile de longueur

$$L = 4,5 \text{ m}$$

$$a = 0,2 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 4,42 \text{ m (hauteur de RDC)}$$

Le voile est découpé en 5 mailles horizontales de même longueur $L^i = 0,9 \text{ m}$ et de section $S_i = L^i \cdot a$.

• **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de 4,42 d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 4,42 - 0,45 = 3,97 \text{ m}$ (0,45m : hauteur de la poutre)

Tableau V.36 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.

	Unité	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$0,8 \times 3,97 = 3,18$
Elancement λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a} = 55,08$
Coefficient α	/	0,494
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1\text{m}$	m ²	$(a - 0,02)1 = (0,20 - 0,02)1 = 0,18$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{ulim}}{a d}$	MPa	$\sigma_{ba} = \frac{0,494}{1 \times 0,18} \left(\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{500}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 13,08 \text{ MPa}$

Remarque:

- $\sigma_{ba} = 6,283 \text{ MPa}$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}
- $B_{et} = (0,20) (0,75) \text{ m}^2$
- $A_s = 1,50 \text{ cm}^2$

Tableau V.37 : Calcul des armatures verticales de l'exemple.

Maille (ou élément de voile)	1	2	3	4	5
Dimensions (m ²) (a*l) = S _j	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18
Contrainte moyenne par bande σ _j (MPa)	12,87	8,15	5,41	6,63	12,30
Force de traction F _t (N) = σ _j S _j	2,32	1,47	0,97	1,19	2,21
Section d'acier (cm ²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle γ _s = 1)	46,33	29,34	19,47	23,87	44,28
Aciers minimaux (cm ²) 1. Selon BAEL: 0,1%S _{béton} 2. Selon RPA99:0,20 %S _{béton}	1,8 3,6	1,8 3,6	1,8 3,6	1,8 3,6	1,8 3,6
Acier total (sur deux faces en cm ²) S _i : espacement (Cm)	2 × 8T20 = 50,24 $\frac{90}{9} = 12.8$	2 × 5T20 = 31,4 $\frac{90}{4} = 22.5$	2 × 5T16 = 20,1 $\frac{90}{4} = 22.5$	2 × 5T20 = 31,4 $\frac{90}{4} = 22.5$	2 × 8T20 = 52,24 $\frac{90}{9} = 12.8$
S ≤ (1.5 a, 30cm) S ≤ 30 cm	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié

• Aciers horizontaux :

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

$$\bar{\tau}_u = 1.4 \tau_u = 1.4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1.4 (1.8) (200) (300)}{(0.8) (500) (0.8)} = 4.72 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (50.24) = 33.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{hmin} = (0.15\%) \times a \times l = \frac{0.15}{100} (20)(90) = 2.70cm^2$$

D'où :

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

Soit : $2 \times 6T20 = 37,68 cm^2$

Avec : $S_i = \frac{900}{5} = 180mm$

On prend : $S_i = 180 mm < S_{i min} = 300 mm$... vérifié

IV.1.5 PRESENTATION DES RESULTATS

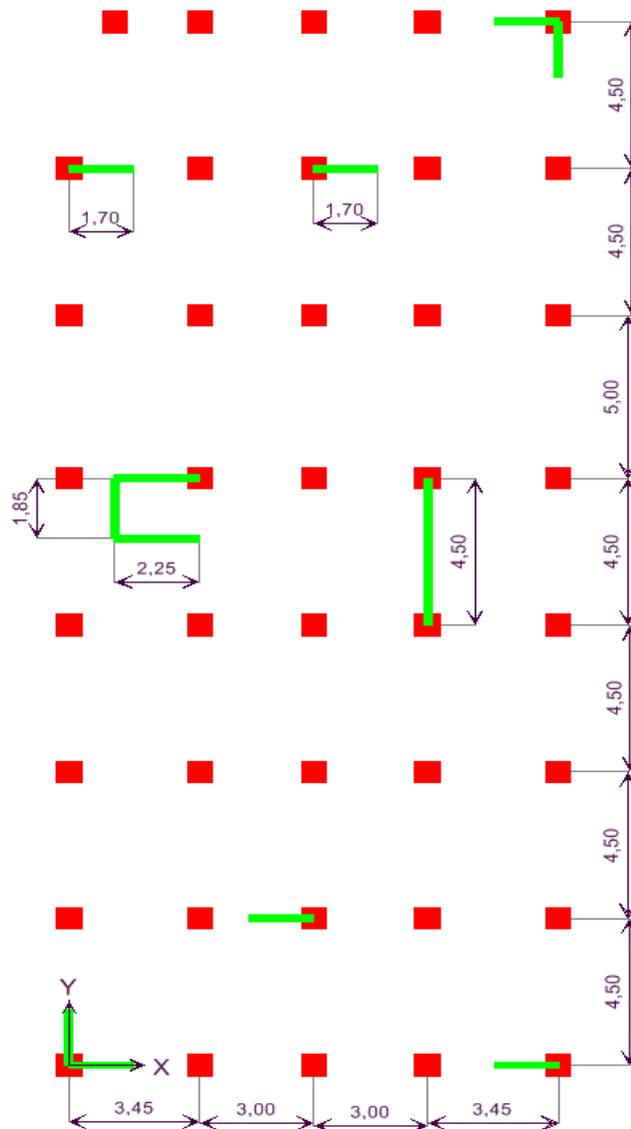


Figure V.12 : Disposition des voiles.

Tableau V.38 : Caractéristiques des voiles.

	Li (m)	a (m)	L (m)
Voile V1	0.90	0.2	4.5
Voile V2	0.85	0.2	1,7
Voile V2'	0.85	0.2	1,7
Voile V3	0.925	0.2	1,85
Voile V4	0.85	0.2	1.7
Voile V4'	0.85	0.2	1.7
Voile V5	0.85	0.2	1.7
Voile V5'	0.85	0.2	1.7
Voile V6	0.85	0.2	1.7
Voile V6'	0.85	0.2	1.7
Voile V5'	0.75	0.2	2.25
Voile V5'	0.75	0.2	2.25

Nota :

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge G + Q±E.

Armature verticale de traction :

Tableau V.39 : Calcul des armatures du voile (V1).

	Niveau	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	nbr d'armature	Type d'armature	As adp (cm ²)	St adp (cm)
V1	RDC	1	0,18	12,87	2,3166	46,332	8	T20	50,24	10
		2	0,18	8,15	1,467	29,34	6	T16	31,4	20
		3	0,18	5,41	0,9738	19,476	5	T16	20,1	20
		4	0,18	6,63	1,1934	23,868	5	T20	31,4	20
		5	0,18	13,3	2,394	47,88	8	T20	50,24	10
	1 ^{er} - 6 ^{ème}	1	0,18	9,01	1,6218	32,436	8	T16	32,16	10
		2	0,18	6,41	1,1538	23,076	6	T16	24,12	20
		3	0,18	4,86	0,8748	17,496	5	T16	20,1	20
		4	0,18	6,18	1,1124	22,248	6	T16	24,12	20
		5	0,18	8,82	1,5876	31,752	8	T16	32,16	10
	7 ^{ème} - 12 ^{ème}	1	0,18	3,84	0,6912	13,824	8	T12	18,08	10
		2	0,18	2,79	0,5022	10,044	6	T12	13,58	20
		3	0,18	2,23	0,4014	8,028	5	T12	11,3	20
		4	0,18	2,43	0,4374	8,748	5	T12	11,3	20
		5	0,18	3,56	0,6408	12,816	8	T12	18,08	10

Tableau V.40 : Calcul des armatures du voile (V2).

	Niveau	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	nbr d'armature	Type d'armature	As adp (cm ²)	St adp (cm)
V2	RDC	1	0,17	5,86	0,9962	19,924	8	T14	24,64	10
		2	0,17	9,11	1,5487	30,974	5	T20	31,4	20
	1 ^{er} - 6 ^{ème}	1	0,17	3,86	0,6562	13,124	8	T12	18,08	10
		2	0,17	5,17	0,8789	17,578	5	T16	20,1	20
	7 ^{ème} - 12 ^{ème}	1	0,17	2,36	0,4012	8,024	8	T10	12,64	10
		2	0,17	3,48	0,5916	11,832	5	T14	15,4	20

Tableau V.41 : Calcul des armatures du voile (V2').

	Niveau	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	nbr d'armature	Type d'armature	As adp (cm ²)	St adp (cm)
V2'	RDC	1	0,17	9,08	1,5436	30,872	8	T16	32,16	10
		2	0,17	5,81	0,9877	19,754	5	T16	20,1	20
	1 ^{er} - 6 ^{ème}	1	0,17	5,07	0,8619	17,238	8	T12	18,08	10
		2	0,17	4,28	0,7276	14,552	5	T14	15,4	20
	7 ^{ème} - 12 ^{ème}	1	0,17	3,41	0,5797	11,594	8	T10	12,64	10
		2	0,17	2,5	0,425	8,5	5	T12	11,3	20

Tableau V.42 : Calcul des armatures du voile (V3).

	Niveau	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	nbr d'armature	Type d'armature	As adp (cm ²)	St adp (cm)
V3	RDC	1	0,185	6,48	1,1988	23,976	8	T14	24,64	10
		2	0,185	8,06	1,4911	29,822	5	T20	31,4	20
	1 ^{er} - 6 ^{ème}	1	0,185	4,57	0,84545	16,909	8	T12	18,08	10
		2	0,185	5,4	0,999	19,98	5	T16	20,1	20
	7 ^{ème} - 12 ^{ème}	1	0,185	2,56	0,4736	9,472	8	T10	12,64	10
		2	0,185	3,8	0,703	14,06	5	T14	15,4	20

Tableau V.43 : Calcul des armatures du voile (V4).

	Niveau	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	nbr d'armature	Type d'armature	As adp (cm ²)	St adp (cm)
V4	RDC	1	0,17	6,47	1,0999	21,998	8	T14	24,64	10
		2	0,17	9,06	1,5402	30,804	5	T20	31,4	20
	1 ^{er} - 6 ^{ème}	1	0,17	4,46	0,7582	15,164	8	T12	18,08	10
		2	0,17	5,08	0,8636	17,272	5	T16	20,1	20
	7 ^{ème} - 12 ^{ème}	1	0,17	2,66	0,4522	9,044	8	T10	12,64	10
		2	0,17	3,67	0,6239	12,478	5	T14	15,4	20

Tableau V.44 : Calcul des armatures du voile (V4').

	Niveau	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	nbr d'armature	Type d'armature	As adp (cm ²)	St adp (cm)
V4'	RDC	1	0,17	9,33	1,5861	31,722	8	T16	32,16	10
		2	0,17	5,72	0,9724	19,448	5	T16	20,1	20
	1 ^{er} - 6 ^{ème}	1	0,17	5,04	0,8568	17,136	8	T12	18,08	10
		2	0,17	4,13	0,7021	14,042	5	T14	15,4	20
	7 ^{ème} - 12 ^{ème}	1	0,17	3,78	0,6426	12,852	8	T12	18,08	10
		2	0,17	2,36	0,4012	8,024	5	T12	11,3	20

Tableau V.45 : Calcul des armatures du voile (V5).

	Niveau	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	nbr d'armature	Type d'armature	As adp (cm ²)	St adp (cm)
V5	RDC	1	0,17	9,07	1,5419	30,838	8	T16	32,16	10
		2	0,17	5,62	0,9554	19,108	5	T16	20,1	20
	1 ^{er} - 6 ^{ème}	1	0,17	4,88	0,8296	16,592	8	T12	18,08	10
		2	0,17	5,02	0,8534	17,068	5	T16	20,1	20
	7 ^{ème} - 12 ^{ème}	1	0,17	3,71	0,6307	12,614	8	T10	12,64	10
		2	0,17	2,8	0,476	9,52	5	T12	11,3	20

Tableau V.46 : Calcul des armatures du voile (V5').

	Niveau	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	nbr d'armature	Type d'armature	As adp (cm ²)	St adp (cm)
V5'	RDC	1	0,17	7,05	1,1985	23,97	8	T14	24,64	10
		2	0,17	8,77	1,4909	29,818	5	T20	31,4	20
	1 ^{er} - 6 ^{ème}	1	0,17	5,86	0,9962	19,924	8	T14	24,64	10
		2	0,17	5,43	0,9231	18,462	5	T16	20,1	20
	7 ^{ème} - 12 ^{ème}	1	0,17	3,48	0,5916	11,832	8	T10	12,64	10
		2	0,17	4,17	0,7089	14,178	5	T14	15,4	20

Tableau V.47 : Calcul des armatures du voile (V6).

	Niveau	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	nbr d'armature	Type d'armature	As adp (cm ²)	St adp (cm)
V6	RDC	1	0,17	9,39	1,5963	31,926	8	T16	32,16	10
		2	0,17	7,73	1,3141	26,282	5	T20	31,4	20
	1 ^{er} - 6 ^{ème}	1	0,17	6,24	1,0608	21,216	8	T14	24,64	10
		2	0,17	5,52	0,9384	18,768	5	T16	20,1	20
	7 ^{ème} - 12 ^{ème}	1	0,17	4,27	0,7259	14,518	8	T12	18,08	10
		2	0,17	3,11	0,5287	10,574	5	T12	11,3	20

Tableau V.48 : Calcul des armatures du voile (V6').

	Niveau	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	nbr d'armature	Type d'armature	As adp (cm ²)	St adp (cm)
V6'	RDC	1	0,17	7,89	1,3413	26,826	8	T16	32,16	10
		2	0,17	9,11	1,5487	30,974	5	T20	31,4	20
	1 ^{er} - 6 ^{ème}	1	0,17	5,63	0,9571	19,142	8	T14	24,64	10
		2	0,17	5,61	0,9537	19,074	5	T16	20,1	20
	7 ^{ème} - 12 ^{ème}	1	0,17	3,08	0,5236	10,472	8	T10	12,64	10
		2	0,17	4,04	0,6868	13,736	5	T14	15,4	20

Tableau V.49 : Calcul des armatures du voile (V7 et V7').

	Niveau	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	nbr d'armature	Type d'armature	As adp (cm ²)	St adp (cm)
V7 - V7'	RDC	1	0,15	8,13	1,2195	24,39	8	T14	24,64	10
		2	0,15	4,97	0,7455	14,91	5	T14	15,4	20
		3	0,15	7,31	1,0965	21,93	8	T14	24,64	10
	1 ^{er}	1	0,15	5,16	0,774	15,48	8	T12	18,08	10
		2	0,15	3,81	0,5715	11,43	5	T14	15,4	20
		3	0,15	5,44	0,816	16,32	8	T12	18,08	10
	5 ^{eme}	1	0,15	2,37	0,3555	7,11	8	T10	12,64	10
		2	0,15	2,1	0,315	6,3	5	T10	7,9	20
		3	0,15	2,56	0,384	7,68	8	T10	12,64	10

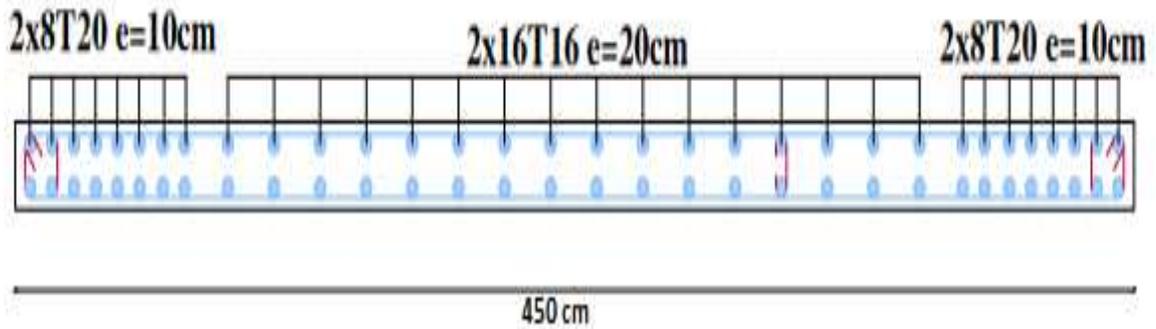
• *Aciers horizontaux :*

Tableau V.50 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.

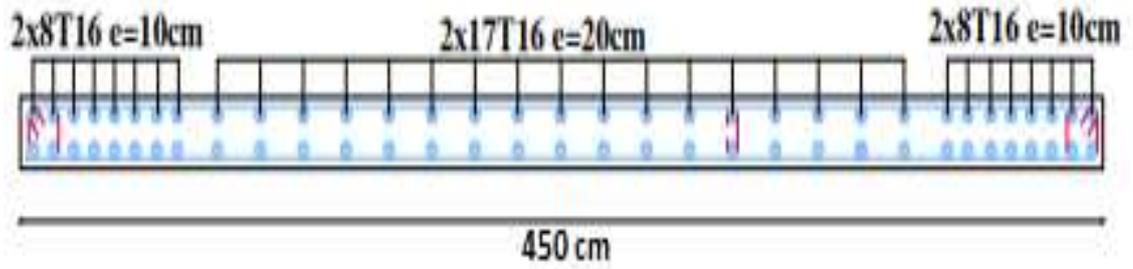
	Niveau	τu (MPa)	Ah ₁ (cm ²)	Ah ₂ (cm ²)	Ah min (cm ²)	Ah (cm ²)	Armature	Section (cm ²)	nbr d'armature	St (cm)	As (cm ²)
V1	RDC	2,72	5,1	33,49	3,6	33,49	T20	3,14	14	15	43,96
	1 ^{er} - 6 ^{ème}	2,46	4,61	21,44	3,6	21,44	T14	1,54	14	15	21,56
	7 ^{ème} - 12 ^{ème}	1,27	2,38	12,05	3,6	12,05	T12	1,13	14	15	15,82
V2	RDC	1,55	2,91	20,93	3,4	20,93	T14	1,54	14	15	21,56
	1 ^{er} - 6 ^{ème}	0,88	1,65	13,4	3,4	13,4	T12	1,13	14	15	15,82
	7 ^{ème} - 12 ^{ème}	0,64	1,2	10,27	3,4	10,27	T10	0,79	14	15	11,06
V2'	RDC	1,22	2,29	21,44	3,4	21,44	T14	1,54	14	15	21,56
	1 ^{er} - 6 ^{ème}	0,74	1,39	12,05	3,4	12,05	T12	1,13	14	15	15,82
	7 ^{ème} - 12 ^{ème}	0,64	1,2	8,43	3,4	8,43	T10	0,79	14	15	11,06
V3	RDC	1,15	2,16	20,93	3,7	20,93	T14	1,54	14	15	21,56
	1 ^{er} - 6 ^{ème}	0,78	1,46	13,4	3,7	13,4	T12	1,13	14	15	15,82
	7 ^{ème} - 12 ^{ème}	0,57	1,07	10,27	3,7	10,27	T10	0,79	14	15	11,06
V4	RDC	1,29	2,42	20,93	3,4	20,93	T14	1,54	14	15	21,56
	1 ^{er} - 6 ^{ème}	0,99	1,86	13,4	3,4	13,4	T12	1,13	14	15	15,82
	7 ^{ème} - 12 ^{ème}	0,59	1,11	10,27	3,4	10,27	T10	0,79	14	15	11,06

V4'	RDC	1,51	2,83	21,44	3,4	21,44	T14	1,54	14	15	21,56
	1 ^{er} - 6 ^{ème}	1,2	2,25	10,27	3,4	10,27	T10	0,79	14	15	11,06
	7 ^{ème} - 12 ^{ème}	0,8	1,5	12,05	3,4	12,05	T12	1,13	14	15	15,82
V5	RDC	1,23	2,31	21,44	3,4	21,44	T14	1,54	16	12	24,64
	1 ^{er} - 6 ^{ème}	1,13	2,12	13,4	3,4	13,4	T12	1,13	14	15	15,82
	7 ^{ème} - 12 ^{ème}	0,67	1,26	8,43	3,4	8,43	T10	0,79	14	15	11,06
V5'	RDC	1,26	2,36	20,93	3,4	20,93	T14	1,54	14	15	21,56
	1 ^{er} - 6 ^{ème}	1,02	1,91	16,43	3,4	16,43	T14	1,54	14	15	21,56
	7 ^{ème} - 12 ^{ème}	0,7	1,31	10,27	3,4	10,27	T10	0,79	14	15	11,06
V6	RDC	1,58	2,96	21,44	3,4	21,44	T14	1,54	14	15	21,56
	1 ^{er} - 6 ^{ème}	1,13	2,12	16,43	3,4	16,43	T14	1,54	14	15	21,56
	7 ^{ème} - 12 ^{ème}	0,71	1,33	12,05	3,4	12,05	T12	1,13	14	15	15,82
V6'	RDC	1,51	2,83	21,44	3,4	21,44	T14	1,54	14	15	21,56
	1 ^{er} - 6 ^{ème}	0,94	1,76	16,43	3,4	16,43	T14	1,54	14	15	21,56
	7 ^{ème} - 12 ^{ème}	0,74	1,39	8,43	3,4	8,43	T10	0,79	14	15	11,06
V7 Et V7'	RDC	1,46	2,74	16,43	3	16,43	T14	1,54	14	15	21,56
	1 ^{er} - 6 ^{ème}	0,92	1,73	12,05	3	12,05	T12	1,13	14	15	15,82
	7 ^{ème} - 12 ^{ème}	0,63	1,18	8,43	3	8,43	T10	0,79	14	15	11,06

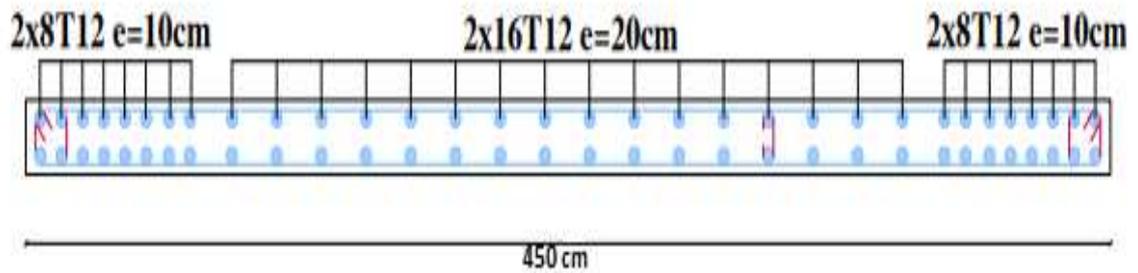
- Exemple de schémas de ferrailage des voiles :



Voile 1 (RDC)



Voile 1 (1^{er} – 6^{ème} étage)



Voile 1 (7^{ème} – 12^{ème} étage)

Chapitre 6

Etude des fondations

I. Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quel sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations :

- Fondation superficielle :
 - Semelle isolée
 - Semelle filante
 - Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux).

II. Choix du type de fondations

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu, on peut citer :

- Contrainte du sol (σ_{sol}). L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2,5 bars.
- La classification du sol.
- Les efforts transmis à la base.

Remarque

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 kg/m³ de ciment.

III. Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage, la charge que comporte l'ouvrage, la portance du sol, l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On choisit une fondation par les semelles filantes et/ou radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$

Avec :

- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- N : Effort normal appliqué sur la fondation.
- S : Surface de la fondation

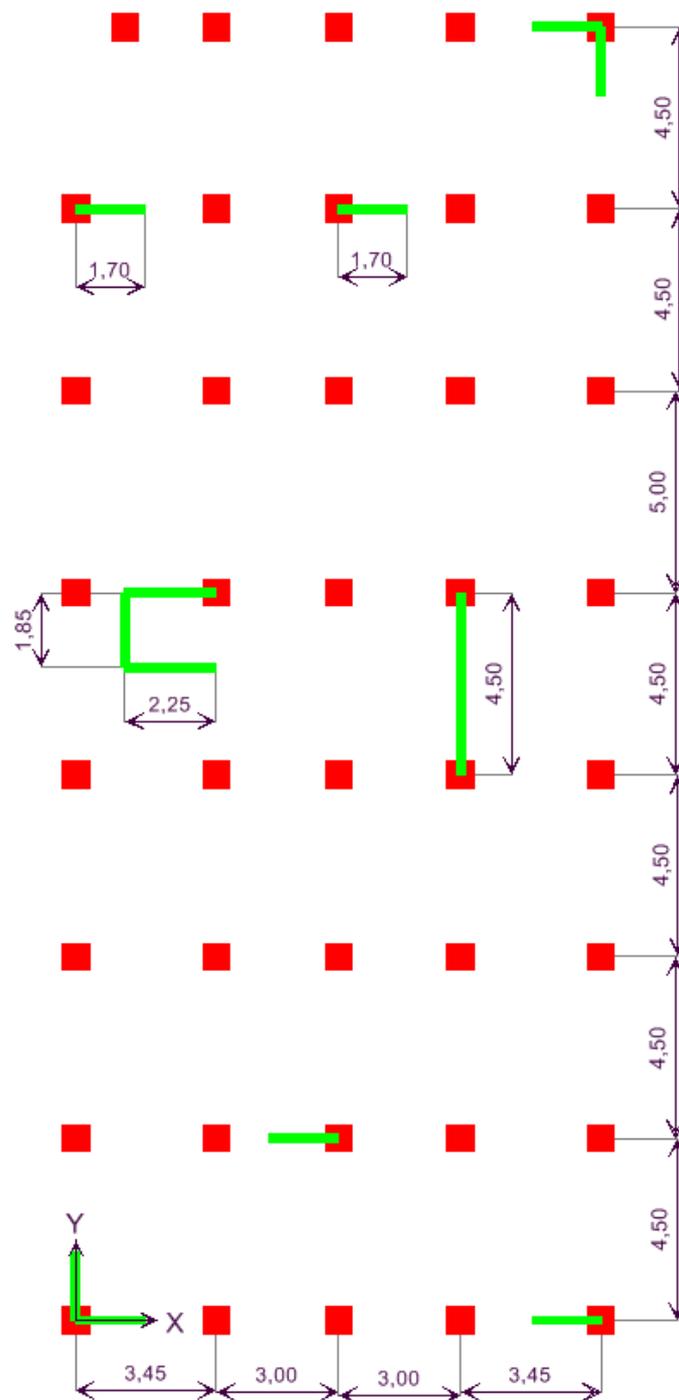


Figure VI.1 : Disposition des voiles et poteaux.

III.1. 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.

Nous allons procéder à une petite vérification telle que :

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s / S_b < 50\%$)

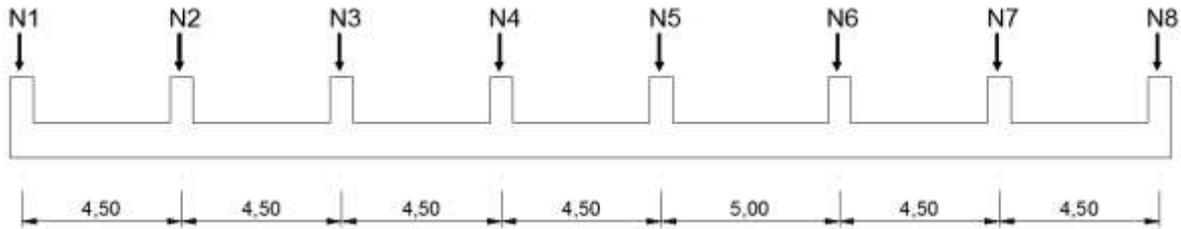


Figure VI.2 : Semelle filante.

On doit vérifier que : $S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} \dots\dots\dots (*)$

Tel que:

- $N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.
- $S = B \times L$
- B : Largeur de la semelle.
- L : Longueur du fil considéré.
- On tire de l'équation (*) la valeur de B :

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{\text{sol}}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes.

Files	N (kN)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)	S (m ²)
1	12353,76	32	1,54	1,60	51.20
2	16805,28	32	2.10	2.20	70.40
3	15081,94	32	1.88	1.90	60.80
4	14215,05	32	1.78	1.80	57.60
5	12423,59	32	1.55	1.60	51.20

$$S_s = 51.20 + 70.40 + 60.80 + 57.60 + 51.20 = 291,20 \text{ m}^2.$$

$$0,5 S_b = 0,5 \times 412.80 = 206.40 \text{ m}^2$$

$$S_s = 291.20 \text{ m}^2 > 0,5 S_b = 206.40 \text{ m}^2$$

La condition n'est pas vérifiée, alors il est préalable d'opter pour un **radier général nervuré**.

III.2. Radier nervuré

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.

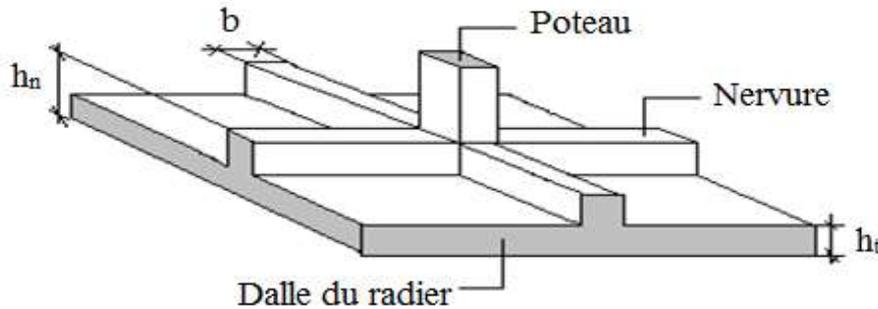


Figure VI.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

III.2.1. Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

- S_{rad} : Surface en plan du radier : $S = \sum S_i = 412.80 \text{ m}^2$
- $S_{débr}$: Surface du débord (0,50 m ajouté sur tous le périmètre) : $S_{débr} = 45.90 \text{ m}^2$
- $S_b = S_{rad} + S_{débr} = 412.80 + 45.90 = 458.70 \text{ m}^2$
- $\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Pour : $\left\{ \begin{array}{l} N_{ser} = 76828.41 \text{ KN} \\ \sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars} \end{array} \right.$

On trouve : $S_{nec} \geq 307.31 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment $S_b = 458.70 \text{ m}^2$

Calcul du rapport :

$$\frac{S_{necessaire}}{S_{batiment}} = \frac{307.31}{458.70} = 66.00 \% > 50\%$$

Donc la surface totale du radier est : $S_{totale} = 458.70 \text{ m}^2$

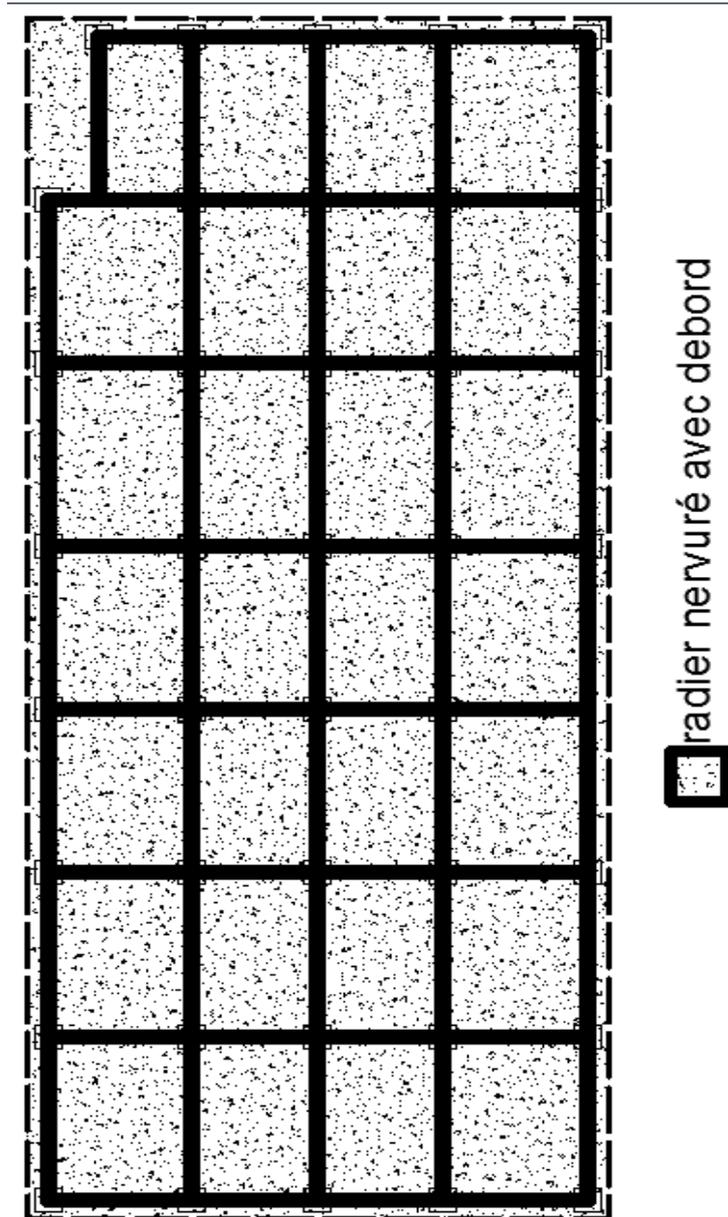


Figure VI.4 : Disposition de radier nervuré avec le débord.

III.2.2. Pré-dimensionnement du radier nervuré

III.2.2.1. Dalle du radier

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire**

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec:

- L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5.00 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad h_1 \geq 25 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$

III.2.2.2. Nervure

❖ Largeur de nervures

• Condition de coffrage

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$$

On prend : **b = 50 cm** dans les deux sens (x-x et y-y)

❖ Hauteur des nervures

• Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{\max}}{10} \implies \text{On a : } L_{\max} = 5.00\text{m} \implies 33.33 < h_N < 50 \text{ cm}$$

On prend : **h_{N1} = 45 cm**

• Condition de la raideur

Pour étudier la raideur d'une semelle continue sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique. L'expression de la longueur élastique est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

Si les charges sont transmises à la poutre par l'intermédiaire des poteaux de largeur 'a' non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire des contraintes du sol sur une longueur totale de la semelle égale à : $(\pi/2 L_e + b)$

Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre se calcul comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.

Si l'entre axe des poteaux est supérieur à $(\pi/2 L_e + b)$ le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.

• Application numérique

On veut que : $(\pi/2 L_e + b \geq L_{\text{entre axe}})$

$$- b = 65 \text{ cm (largeur du poteau)}$$

$$- L_{\text{entre axe}} = 5.00 \text{ m} \implies L_e = ?$$

A partir de la formule (43) on calcule la valeur de h :

$$\text{On aura : } h_{n2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K(L_e)^4}{E}}$$

- I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$
- E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E = 20000\text{MPa}$).
- K : Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 0,5 \text{ (kg/cm}^3\text{)} \rightarrow$ pour un très mauvais sol.
- $K = 4 \text{ (kg/cm}^3\text{)} \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12 \text{ (kg/cm}^3\text{)} \rightarrow$ pour un très bon sol.

On a choisi $K = 4 \text{ (kg/cm}^3\text{)}$ pour un sol de densité moyenne.

$$L_e = 4.35 \text{ m}$$

$$h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0.4 \times 435^4}{20000}} \Rightarrow h_2 \geq 129.03 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } h_{N2} = 1.30 \text{ m}$$

Conclusion :

$$h_N \geq \text{Max}(H_{N1} ; h_{N2}) = 130\text{cm}$$

On prend : $h_N = 130\text{cm}$.

• **Condition de poinçonnement**

On doit vérifier la condition suivante le **CBA93** :

$$N_u \leq Q_u = 0,045 \times U_u \times h_{N3} \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 2696.23 \text{ kN}$)
- U_c : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ($U_c = 2[(a+b)+2h]$)
- a,b : Dimensions du poteau du sous sol (65×65).

$$N_u \leq 0,045 \times (4a+4h) \times h_{N3} \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \iff h_{N3} > 64.00 \text{ cm} \iff \text{On opte : } h_{N3} = 65 \text{ cm}$$

• **Condition de cisaillement**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 3 \text{ MPa}$

Avec : $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u}{S_{radier}} \times 1ml$

$N_u = N_{u1}$ (superstructure)

On a :

- $N_u = 105061.20$ KN
- $S_{radier} = 458.70$ m²
- $L_{max} = 5.00$ m
- $b = 0,65$ m

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{radier} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{radier} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{radier} b (0,9 \bar{\tau})} = 39.38cm$$

$h_{N4} > 28.36$ cm On opte : $h_{N4} = 35$ cm

D'où : $h_N \geq \max (h_{n1}; h_{n2}; h_{n3}; h_{n4})$ donc on prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_N = 130 \text{ cm (sens x-x).} \\ h_N = 130 \text{ cm (sens y-y).} \end{array} \right.$$

Nous optons pour les dimensions de notre radier suivantes:

- ✓ Epaisseur de la dalle du radier : $h_{radier} = 40$ cm
- ✓ Les dimensions de la nervure: $h_N = 1.30$ m et $b = 50$ cm

III.2.3. Caractéristiques géométriques du radier

➤ **Position du centre de gravité**

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 6.35m \\ Y_G = 16.04 \text{ m} \end{array} \right.$$

➤ **Moments d'inertie**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{xx} = 422\,707,20m^4 \\ I_{yy} = 68\,694,05m^4 \end{array} \right.$$

III.2.4. Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement :

On doit vérifiée que : $e = \frac{M_r}{N} < \frac{B}{4}$

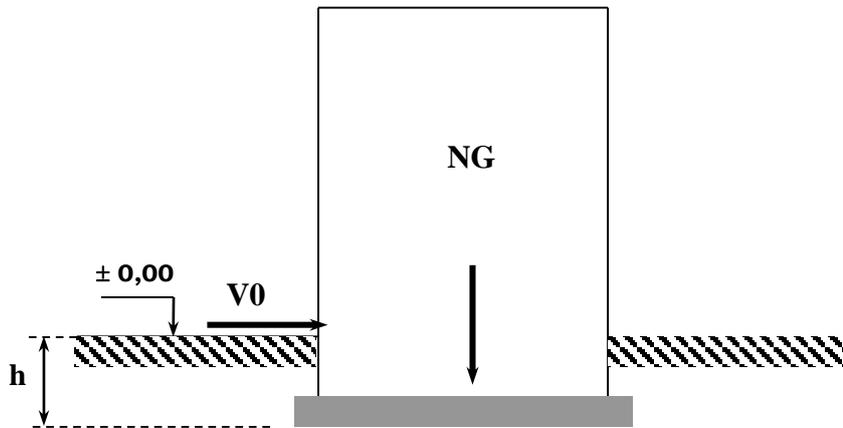


Figure VI.5 : La charge verticale et l'effort tranchant.

- N : Charge verticale permanente.
- $N = N_1 + N_2$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = 105061.20 \text{ kN} \\ N_2 : \text{ Poids propre du radier.} \\ N_2 = \rho_b \times S \times h = 25 \times 458.70 \times 0,5 = 5733,75 \text{ kN} \\ N = 110794,95 \text{ kN.} \end{array} \right.$$

- $M_r = \sum M_0 + V_0 h$ (Moment de renversement dû aux forces sismique).
- M_0 : Moment à la base de la structure d'après

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = 4213.69 \text{ kN.m} \\ M_{0y} = 4372.77 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

- V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure d'après

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{0x} = 8752.29 \text{ kN} \\ V_{0y} = 8690.28 \text{ kN} \end{array} \right.$$

- h : Profondeur de l'ouvrage de la structure : $h = 4.00\text{m}$.

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau VI.2 : Résultats de calcul de la stabilité du radier.

N(kN)	M _{rx} (kN.m)	M _{ry} (kN.m)	e _x (m)	e _y (m)	L _x /4	L _y /4	Remarque
110794,95	39222,85	39133,89	0.35	0.35	3.23	8	Vérifiée

Nous remarquons que le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est inférieur à B/4, donc notre structure est stable dans les deux sens.

III.2.5. Calcul des contraintes

Les contraintes du sol sont données par : $N_{ser} = \sum N_{ser(sup\ structure)} = 76\ 828.41\ \text{kN}$

III.2.5.1. Sollicitation du premier genre

À l'ELS :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{76828.41}{458.70} = 167.49\ \text{kN/m}^2.$$

$$\sigma_{ser} = 167.49 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < \sigma_{ser} = 250\ \text{kN/m}^2\ \text{OK}$$

III.2.5.2. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} v \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} v \end{cases}$$

On vérifie que

- σ_1 Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$
- σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33\sigma_{sol}$

- **ELU :**

- $N_u = 1,35\ G + 1,5\ Q = 105061.20\ \text{kN}$
- M : le moment de renversement.
- $\sigma_{sol} = 250\ \text{kN/m}^2$
- $V_x = 6.35\ \text{m}$. et $V_y = 16.04\ \text{m}$

Tableau VI.3 : Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	229.59	228.41	229.32
Sens y-y	238.45	220.20	233.89
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{\text{sol}}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{\text{sol}}$

- **ELS :**

- $N_{\text{ser}} = 76828.41 \text{ kN}$
- M : le moment de renversement.
- $\sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ kN/m}^2$

Tableau IV.4 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	168.2	166.91	168.10
Sens y-y	176.5	158.5	172.12
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{\text{sol}}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{\text{sol}}$

Nous remarquons :

- ELU : Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.
- ELS : Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

III.2.6. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

- ELU : $\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 233.89 \text{ kN/m}^2$
- ELS : $\sigma_{\text{ser}} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 172.12 \text{ kN/m}^2$

III.3. Ferrailage de la dalle du radier

III.3.1. Détermination des efforts

- Si : $0,4 < L_x / L_y \leq 1,0$, La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.} \\ M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.} \end{cases}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ **Panneau de rive**

- **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x \\ M_{ty} = 0,85 M_y \end{cases}$$

- **Moment sur appuis**

$$\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x \text{ (appui de rive).} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \text{ (autre appui).} \end{cases}$$

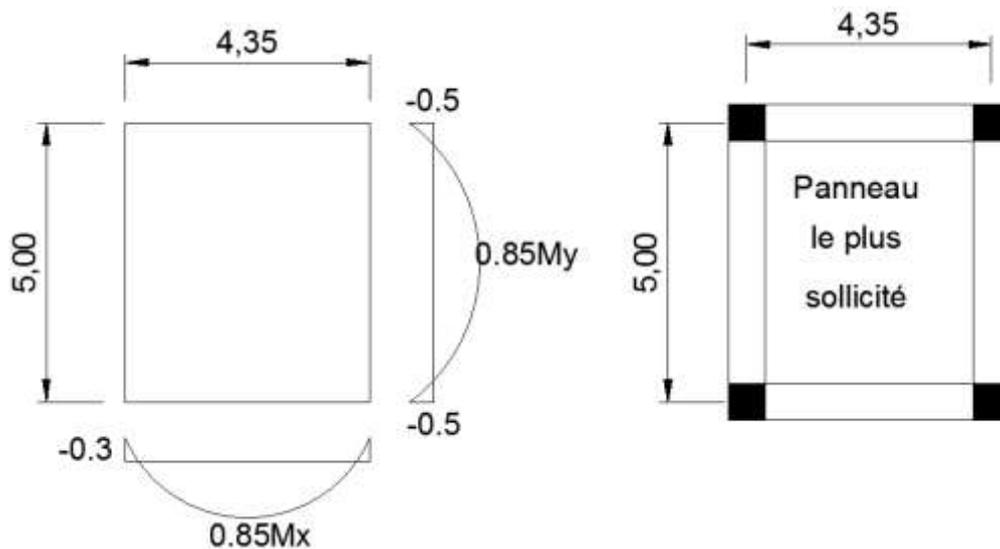


Figure VI.6 : Panneau le plus sollicité.

➤ **Panneau intermédiaire**

- **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x \\ M_{ty} = 0,75 M_y \end{cases}$$

- **Moment sur appuis**

$$\Rightarrow M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$$

- Si $L_x / L_y < 0,4$; La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$
- Moment sur appuis : $M_a = 0,5 M_0$

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

➤ **Valeur de la pression sous radier**

- **ELU**

$\sigma_u 1m = 233.89 \text{ kN/m}$

- **ELS**

- $\sigma_u 1m = 172.12 \text{ kN/m}$

➤ **Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2)**

On a le rapport des panneaux $0,4 < L_x/L_y < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
3.45	5.00	0.69	0.0754	0,574	233.89	209.90	178.42	120.48	102.41	62.97

➤ **Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2)**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
3.45	5.00	0.69	0.0754	0,574	172.12	154.46	131.30	88.66	76.84	46.34

III.3.2. Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$; $\sigma_s=437.78\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=40\text{cm}$
 $d=0,9h=36 \text{ cm}$.

Tableau VI.7 : Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M _u (kN.m)	M	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t
Travée	x-x	178.42	0,062	0,08	47.25	9.53	6T16	12.06	15
	y-y	102.41	0.036	0.046	42.17	6.55	6T14	9.23	15
Appui	x-x	62.97	0.022	0.031	41.71	6.36	6T14	9.23	15
	y-y								

❖ **Espacement**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{tx} \leq \text{Min}(2h; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(80\text{cm}; 25\text{cm}) = 25\text{cm}, \text{ Pour les } A_s \text{ parallèle à } L_x. \\ S_{ty} \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}, \text{ Pour les } A_s \text{ parallèle à } L_y. \end{array} \right.$$

• **Sens x-x**

$$S_{ty} = \frac{100}{6} = 16.66\text{cm} < 25\text{cm}$$

On prend : S_t = 15cm

• **Sens y-y**

$$S_{ty} = \frac{100}{6} = 16.66\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend : S_t = 15cm.

III.3.3. Vérifications nécessaires

➤ $A_s^{min} = 0.23 \times d \times b \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.48 \text{ cm}^2$. **Condition de non fragilité**

Donc la condition est vérifiée.

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes du radier.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	131.30	12.06	10.58	201178.45	6.90	18	337	250	Non vérifie
	y-y	76.84	9.23	9.35	228223.15	3.15	18	212	250	vérifie
Appuis	x-x	46.34	9.23	9.35	205345.26	2.11	18	150	250	vérifie
	y-y									

Les contraintes n'étant pas vérifiées, nous avons augmenté la section des aciers

Tableau VI.9 : Ferrailage des panneaux du radier finale.

	Sens	M _u (kN.m)	M	A	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t
Travée	x-x	178.42	0,062	0,059	48.35	9.53	6T20	18.84	15
	y-y	102.41	0.036	0.051	48.14	6.55	6T16	12.06	15
Appui	x-x	62.97	0.022	0.041	48.50	6.36	6T14	9.23	15
	y-y								

Nous remarquons que les contraintes des aciers sont vérifiées

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes du radier après augmentation de la section d'acier.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	131.30	18.84	14.13	346697.48	3.12	18	149.77	250	vérifie
	y-y	76.84	12.06	11.69	298268.33	3.02	18	126.25	250	vérifie
Appuis	x-x y-y	46.34	9.23	10.40	215962.50	2.87	18	154.13	250	vérifie

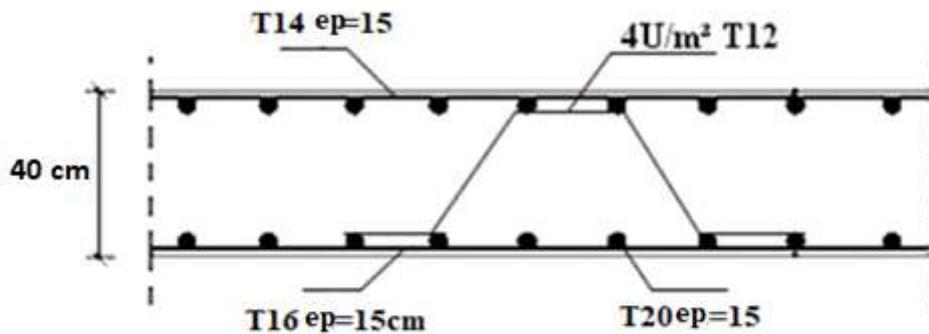


Figure VI.7 : Ferrailage de la dalle du radier.

III.4. Ferrailage des nervures

III.4.1. Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire

On a : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

$$\left[\begin{array}{l} \text{En travée : } M_t = 0,85 M_0 \\ \text{Sur appuis : } M_a = 0,50 M \end{array} \right.$$

III.4.2. Calcul des armatures

Les données : b = 50cm ; h = 130cm ; d = 117cm ;

➤ **Sens porteur (y-y) = Sens non porteur (x-x)**

L = 5.00m ; P = 211.10 kN/ml ;

Tableau VI.11 : Ferrailage des nervures.

	M _u (kNm)	M	A	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	St (cm)
Travée	715.10	0.084	0.110	92.12	23.93	10T20	31.40	10
Appuis	431.25	0.049	0.064	94.48	14.75	6T20	18.84	10

III.4.3. Vérifications nécessaires

- **Condition de non fragilité**

$$A_s^{min} = 0.23 \times d \times b \frac{f_{t28}}{f_e} = 9.18 \text{ cm}^2 < 18.84 \quad \text{vérifiée}$$

- ❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

avec : $T_u = \frac{q_u L}{2}$

$$T_u = 211.10 \times 5.00 / 2 = 527.75 \text{ kN}$$

$$\tau_u = 527.75 \times 1000 / (650 \times 1170) = 0.68 < 3 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

III.4.4. Ferrailage transversal

- **Selon le règlement BAEL 91 modifié 99**

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

- **Selon le règlement RPA 99 version 2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) = 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} = 55 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante.} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \phi_l \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) = 2\text{cm}$$

Donnée : $f_e = 500\text{MPa}$; $\tau_u = 0.92 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,4\text{Mpa}$; $b = 50\text{cm}$; $d = 90\text{cm}$. On trouve :

- $S_t=15\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$
- $S_t=20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$

Tableau VI.12 : Ferrailage transversal et l’espacement.

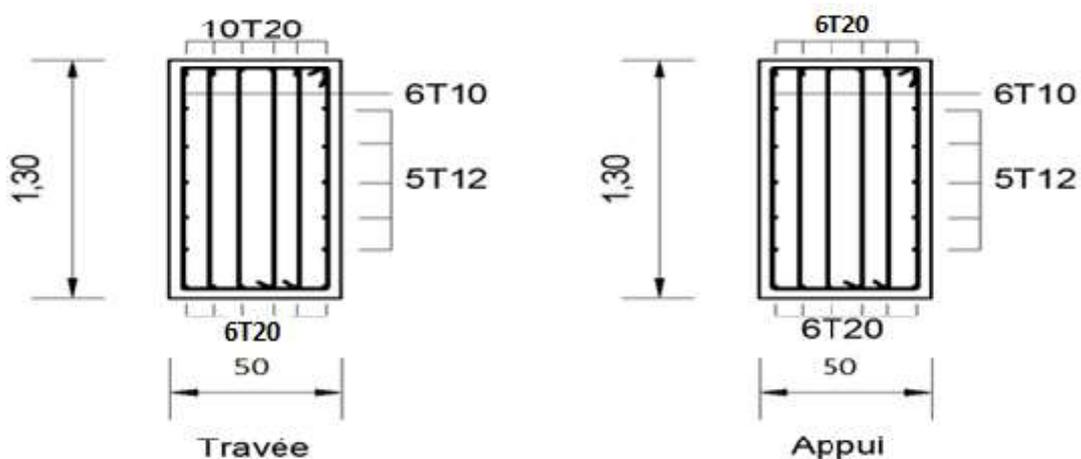
	St(cm)	As ^{cal} (cm ²)	Choix	As ^{adp} (cm ²)
Zone nodale	15	3,15	6T10	4,71
Zone courante	20	4,2	6T10	4,71

III.4.5. Armature de peau

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l’absence de ces armatures d’avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses. Pour les bâtiments courant on a $3\text{cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau, $A_p = 3\text{cm}^2/\text{m} \times 1,10 = 3,3 \text{ cm}^2$ (Fissuration préjudiciable)

Donc on prend : **5T12 = 6,90 cm²**

- **Schéma de ferrailage des nervures**



III.5. Ferrailage du Débord

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 0,50m$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

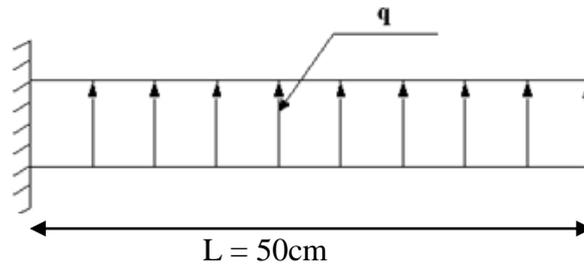


Figure VI.8 : Schéma statique des débords.

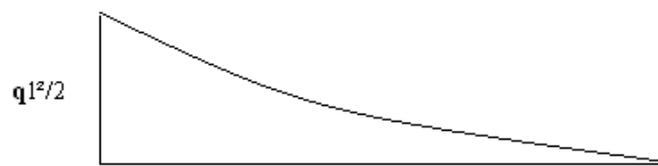


Figure VI.9 : Diagramme des Moments.

III.5.1. Calcul de ferrailage

Les données : $q_u = 211.10 /ml$, $b = 50cm$, $h = 40cm$, $f_{c28} = 30MPa$, $\sigma_{bc} = 17 Mpa$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 25.15 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 434,78MPa$$

Tableau VI.13 : Ferrailage de débordements.

	M_u (kNm)	μ	A	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	A_{smin} (cm)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	21.37	0.012	0.015	49.20	1.245	3	3T12	3,39	20
Appuis	12.57	0.004	0.005	49.40	0.738	3	3T12	3,39	20

• **Armature de répartition**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,75cm^2 \leq A_r \leq 1,50cm^2$$

On prend : $3T8=1,51 \text{ cm}^2$, $S_t = 20cm$

III.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ser} = 147.41kN/ml \\ M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 18.42kNm \end{array} \right.$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14 : Vérifications des contraintes du débord.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
18.42	3,39	9.06	95554.38	1.74	18	116.93	250	OK

conclusion générale

Conclusion générale

Nous avons étudié une structure en R+12 implantée en zone IIa. L'étude de ce projet nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation. Nous avons appris à nous documenter d'avantage, d'utiliser les documents techniques, d'appliquer les règlements en vigueur et d'assimiler des méthodes de calcul des structures.

Nous avons constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, L'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le coté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir : **Résistance, Durabilité et Economie.**

Les principales conclusions à tirer de notre travail sont :

- ✓ Nous avons pré-dimensionné les éléments résistants de notre ouvrage, tels que : poteaux, poutres et voiles.
- ✓ Nous avons calculé et ferrailleur les éléments secondaires tels que : poutrelles, acrotère, escaliers.
- ✓ Pour le calcul des éléments résistants, nous avons fait une petite modification dans le plan architectural,
- ✓ Etude dynamique nous a permis de déterminer les efforts développés dans notre ouvrage sous l'effet des séismes. Nous avons rencontré des difficultés pour la disposition des voiles et cela est dû à la forme irrégulière de notre structure.
- ✓ Le calcul du ferrailleur est une étape très intéressante surtout le calcul du ferrailleur des voiles.
- ✓ Le choix du facteur de comportement $R=3.5$ est un choix adéquat.
- ✓ Nous avons terminé notre étude par le calcul des fondations qui dans notre cas est un radier général.

Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les promotions à venir.

« Un ouvrage bien conçu est un ouvrage bien étudié et bien réalisé »

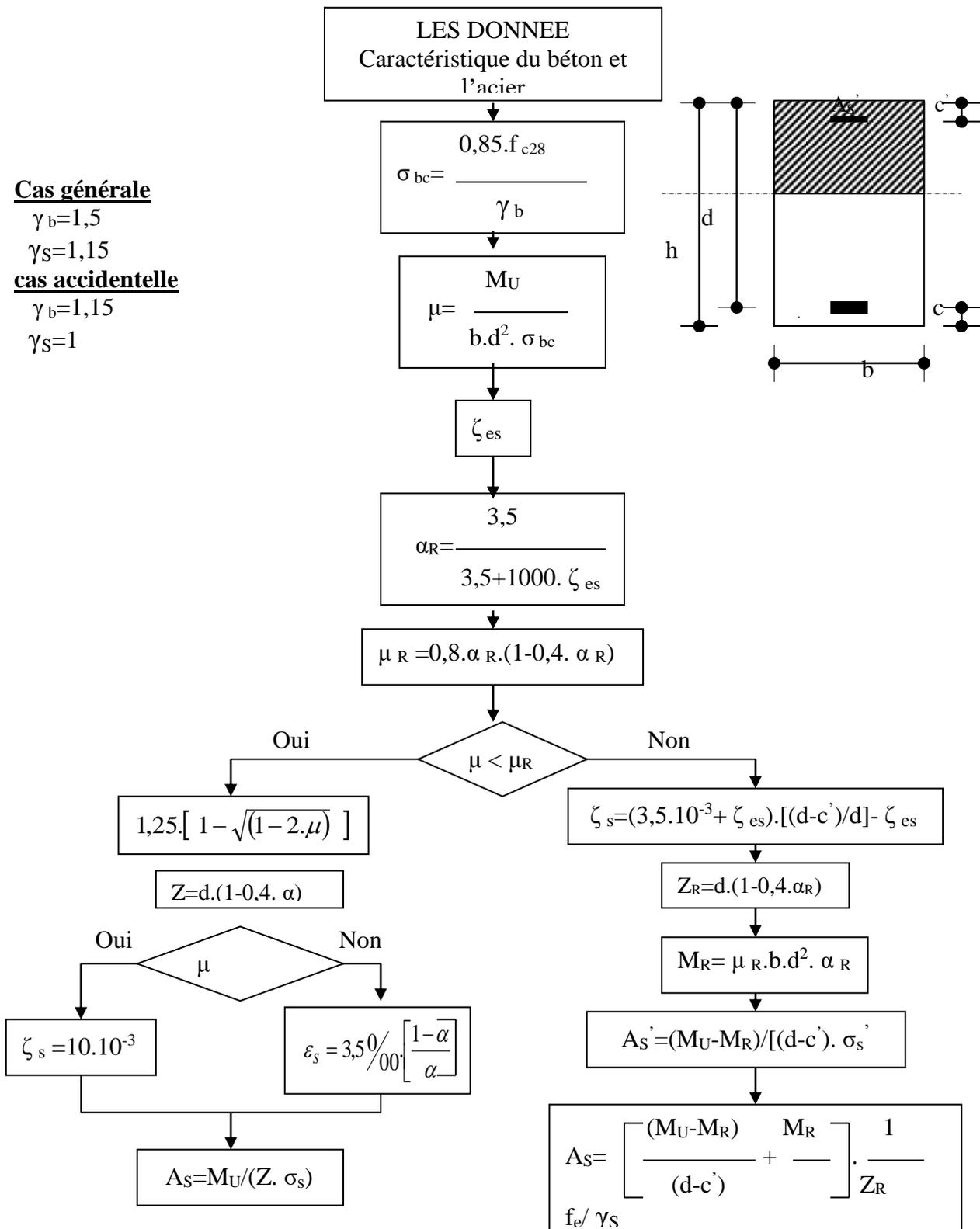
Bibliographie

Références bibliographiques

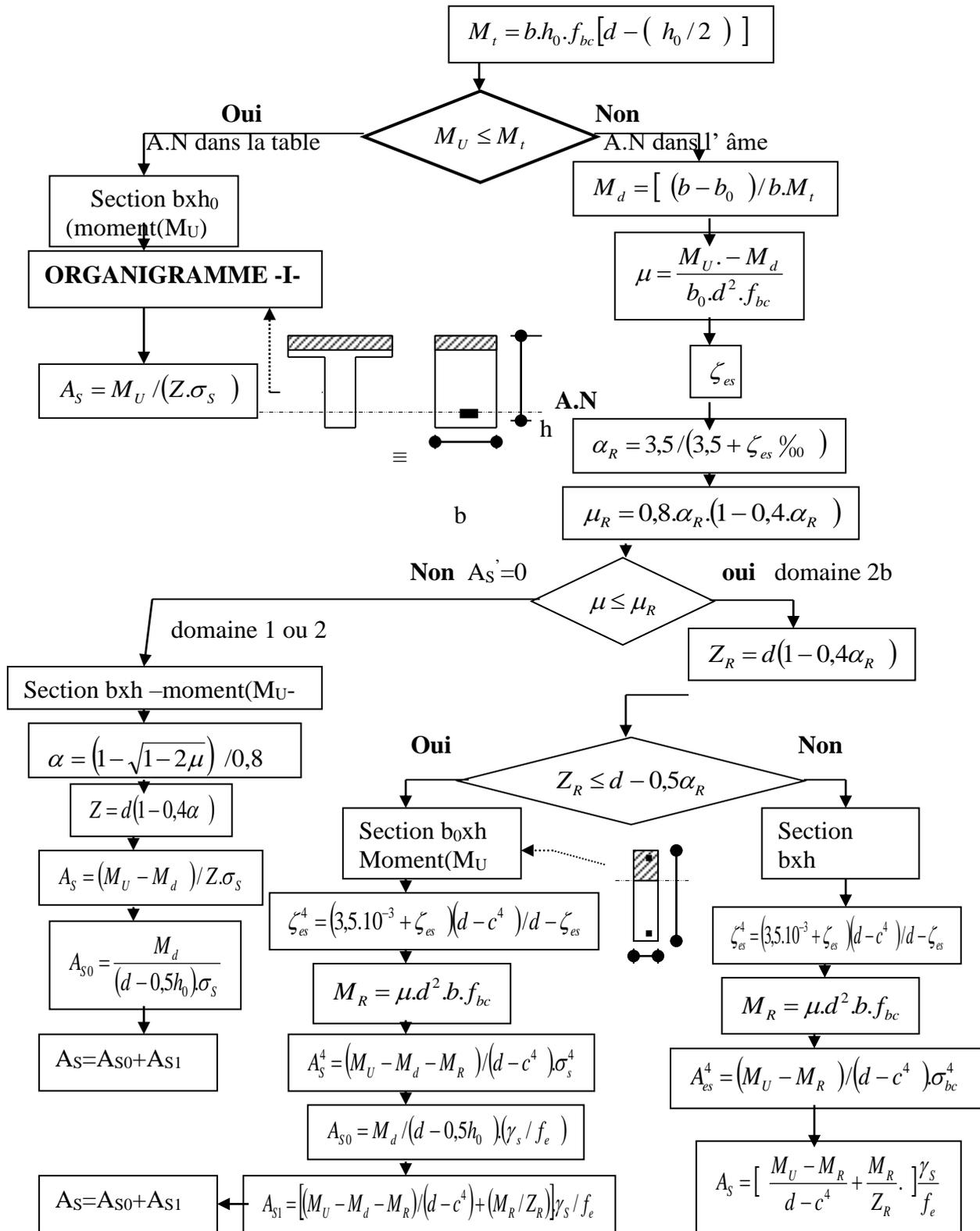
- [1] : Règlement Parasismique Algérien, RPA 99 VERSION 2003.
- [2] : BAEL 91 modifié 99.
- [3] : CBA93.
- [4] : Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2 2.
- [5] : ETABS9 (version 9.7.1).

ANNEXES

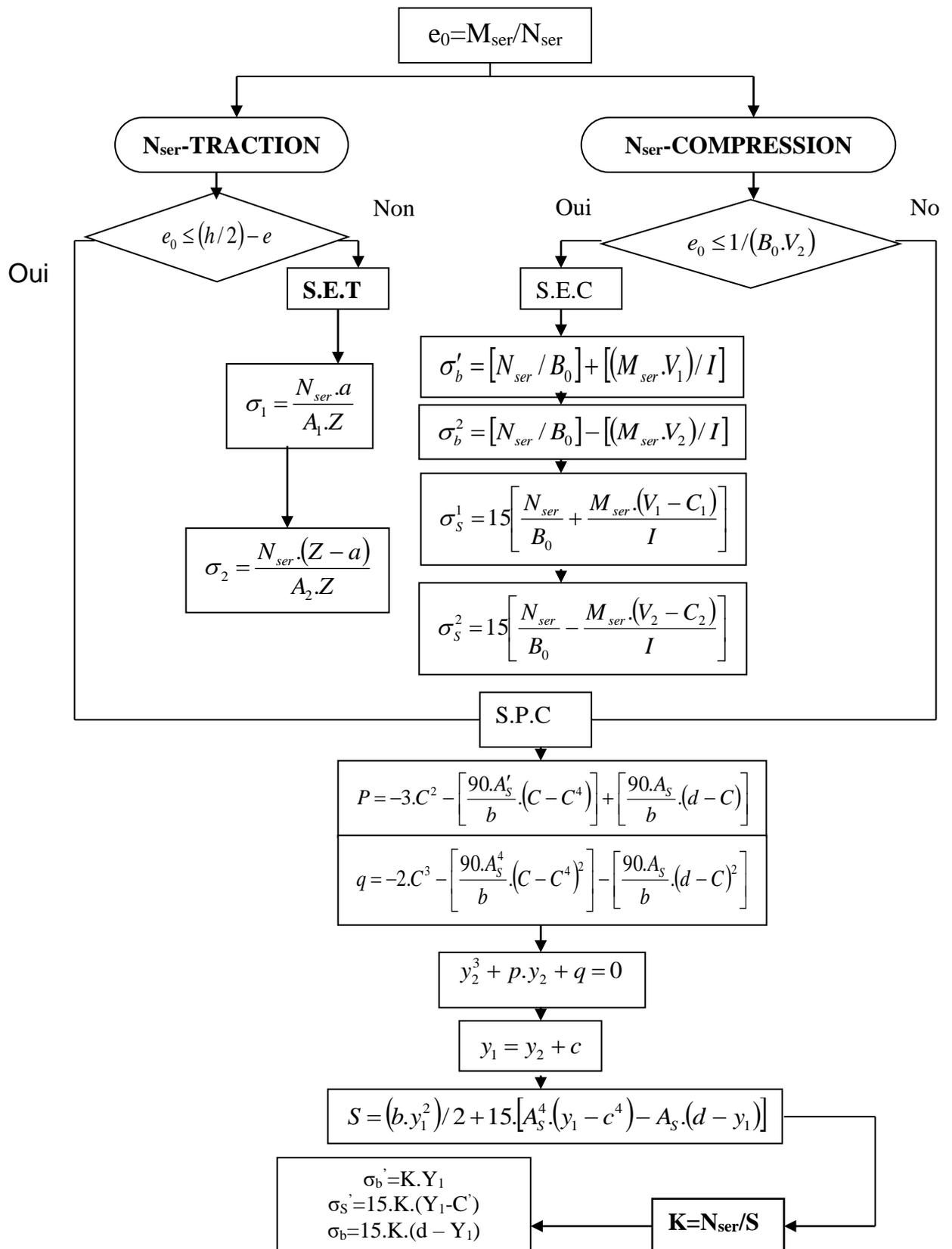
ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



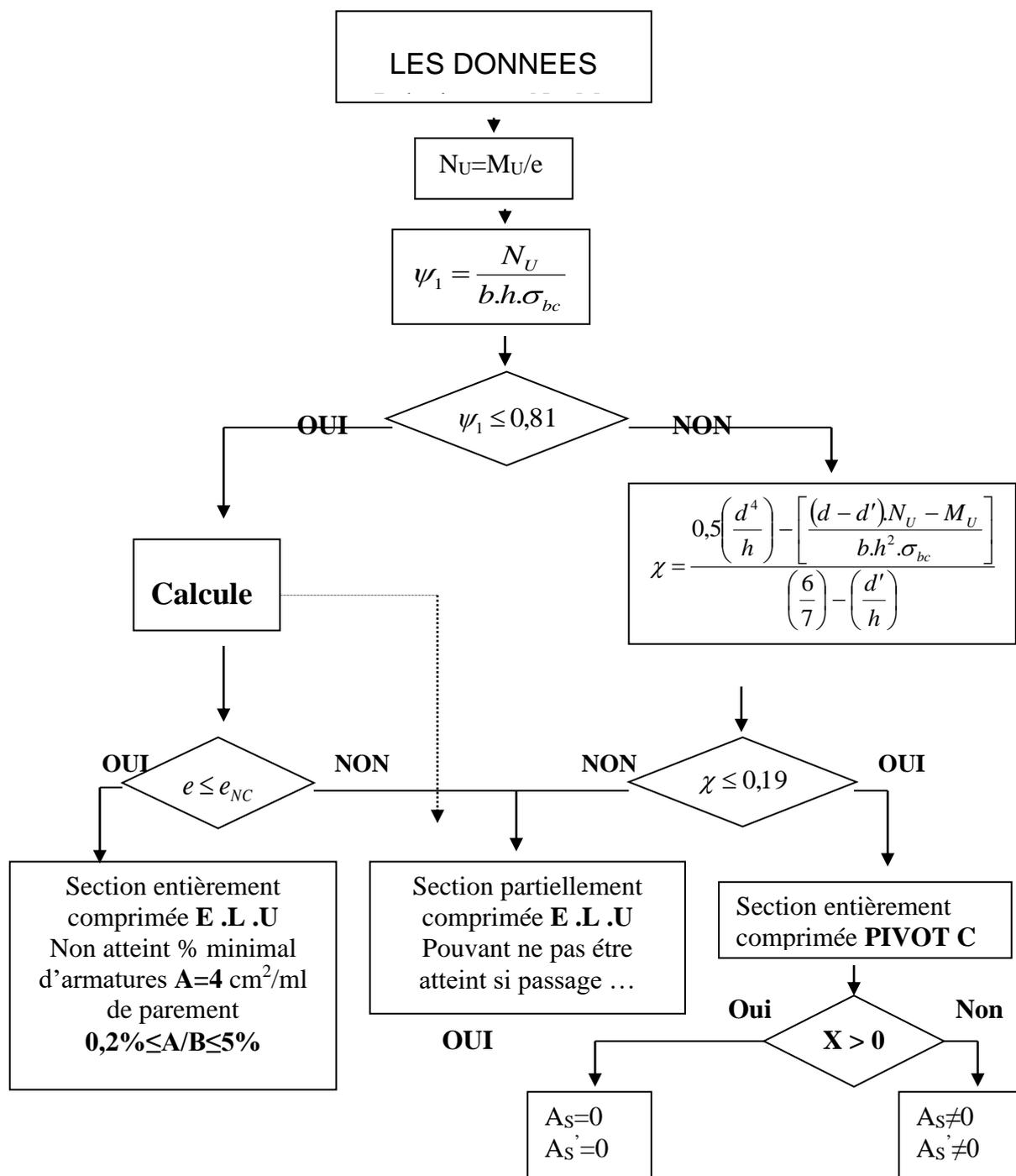
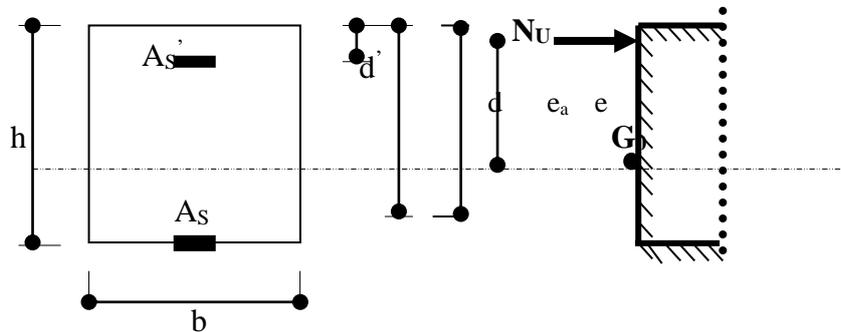
ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



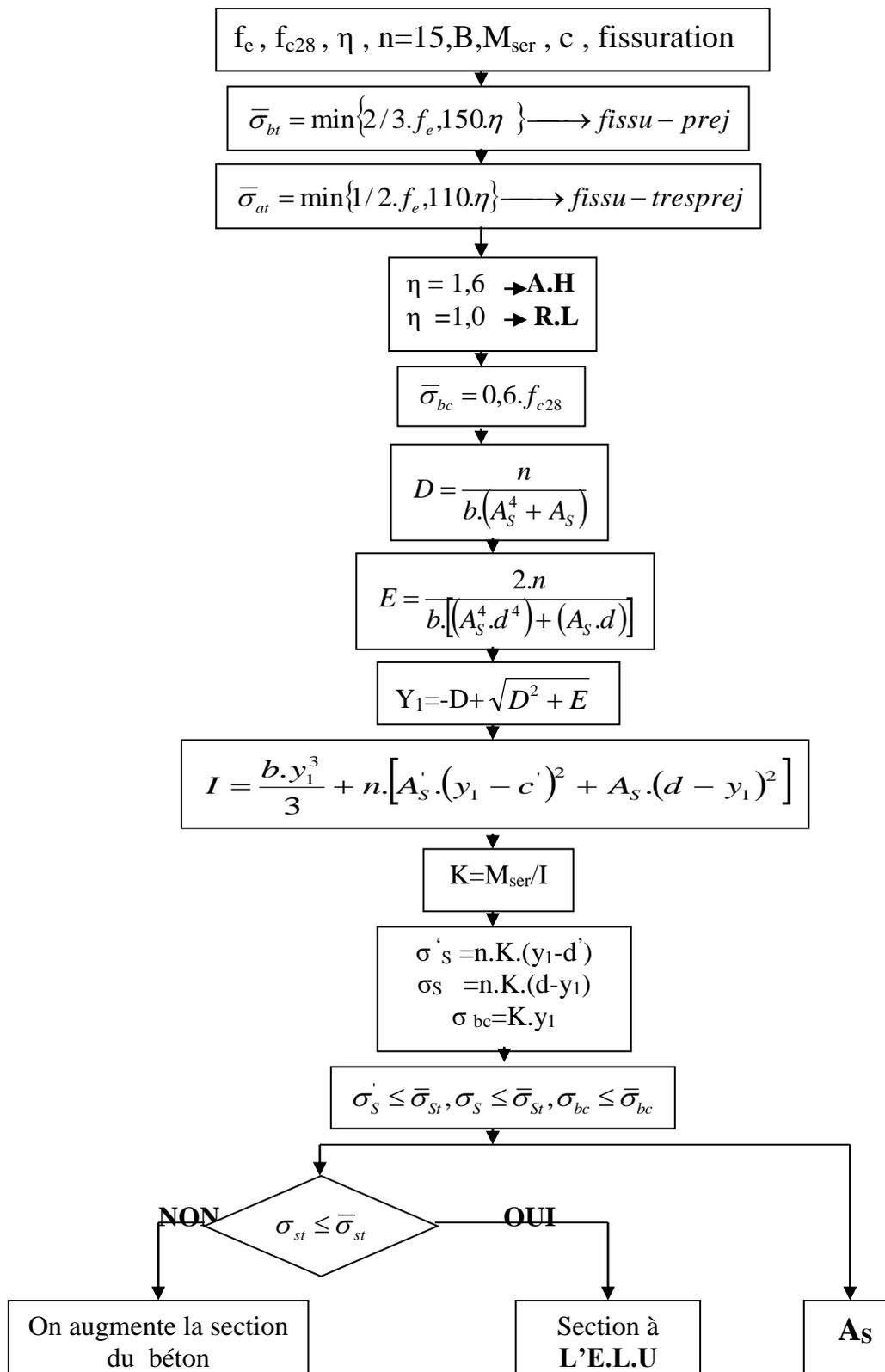
**ORGANIGRAMME-VI-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



**ORGANIGRAMME -V-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E .L .U EN FLEXION COMPOSEE**



ORGANIGRAMME -IV-
VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E.L.U-



ORGANIGRAMME -VII-
CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE
A L'EFFORT TRANCHANT

