



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 DIPLOME
DE MASTER 2 EN GENIE CIVIL
Option : STRUCTURE

THÈME

**Etude d'un Bâtiment en (R+7+étage
technique+ entre sol) contreventé par des
voiles a usage de bureaux**

Devant les membres de jury :

Promoteur : M^r DJAHRA

Présenté par :

M^r : HADJADJ YUCEF

M^r : BEN ALLOU BRAHIM

M^{elle} : BOUAZZA FELLA

PROMOTION : 2020-2021

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes chères parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes cotés et m'a soutenu durant toute ma vie et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents et que dieu vous protège contre tout mal.

A mes chers frères : Hakim et Hamza.

A toute ma famille sans exception et à ceux qui me donnent de l'amour et de la vivacité.

A tous mes amis qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de succès.

Ibrahim

Dédicace

A ma très chère mère

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

A mon très cher père

Tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager. Que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.

*A ma chère sœur Fatima Zohra et son mari Djamel et sans oublier ses adorables **petites enfants** Abdelmoumen ; Adibe ; jinan qui s'aient toujours comment procurer la joie et le bonheur pour toute la famille.*

A mes belles sœurs Kheira ; Akila et mes très chers frères Fathi et Nassim

Puisse Dieu vous donne santé, bonheur, courage et surtout réussite pour ses soutiens moral et leurs conseils précieux tout au long de mes études. Pour leurs aides et supports dans les moments difficiles

A ma famille, mes proches et à ceux qui me donnent de l'amour et de la vivacité.

A tous mes amis qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de succès.

A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment.

Fella

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

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

A mes chers frères et sœur

A toute ma famille sans exception.

A ma petite amie qui a été à mes côtés et ma soutenu durant durant toute temps ..achcef

A tous mes amis du génie civil, en particulier mes compagnons : Mossab, Rached, Islem ...

Enfin, je remercie mes partenaires qui ont contribué à la réalisation de ce modeste travail.

youcef

ملخص

يتكون هذا المشروع من دراسة مبنى (7 + R + طابق تقني + طابق تحت أرضي) مكون من جدران حاملة تضمن دعامة الهيكل ، منطقة مصنفة ذات زلازل عالية (ZONE III). تم تنفيذ الأبعاد المسبقة وكذلك تقوية العناصر وفقاً للوائح المطبقة في الجزائر. تم إجراء التحليل الزلزالي للهيكل باستخدام برنامج التحليل SAP2000

RESUME

Ce projet consiste à étudier un bâtiment (R+7+étage technique+ ENTRE SOL) constitué de voiles porteur assurant le contreventement de la structure, région classée de forte sismicité (ZONE III). Le pré dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments a été fait conformément au règlement appliqué en Algérie. L'analyse sismique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel d'analyse SAP2000

ABSTRACT

This project consists in studying a building (R + 7 + technical floor + BETWEEN GROUND) made up of load-bearing walls ensuring the bracing of the structure, classified region of high seismicity (ZONE III). The pre-sizing as well as the reinforcement of the elements was done in accordance with the regulations applied in Algeria. The seismic analysis of the structure was carried out using the SAP2000 analysis software

Sommaire

Introduction générale.....	1
-----------------------------------	----------

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction.....	2
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	7
I.4. Hypothèses de calcul	15

Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1. Introduction	16
II.2. Pré dimensionnement des planchers	16
II.3 Evaluation Des Charges	17
II.4.Pré dimensionnement des poutres.....	22
II.5.Pré dimensionnement des poteaux	25
II.6.Pré dimensionnement des voiles.....	38

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1..Acrotère.....	39
III.2.Etude des planchers.....	44
III.2.1. Introduction :.....	44
III.2.2 Plancher à corps creux.....	43
III.3.Escalier :.....	61

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

IV.1. Introduction.....	76
IV.2. Étude dynamique	76

IV.3. Choix de la méthode de calcul.....	77
IV.4. Résultats de l'analyse sismique	82

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistant

V.1.Introduction.....	99
V.2Ferrailage des poteaux :.....	99
V.3. Ferrailage des poutres :.....	113
V.4.Ferrailage des voiles :.....	128

Chapitre VI : Etude des fondations

VI.1 . Introduction	150
VI.2 . Facteurs intervenant dans le calcul des fondations	150
VI.3 . Classification des fondations	150
VI.4. Choix de type de fondation	151
VI.5 . Types de fondations	151
VI.6 . Calcul des fondations	151
VI.7. Etude du voile périphérique	172
Conclusion générale	178

Bibliographie

Annexe

Liste des Tableaux

Chapitre II : Pré dimensionnement

Tableau II.1 : Les charges permanentes planche corps creux terrasse inaccessible.....	17
Tableau II.2 : Les charges permanentes planche corps creux terrasse accessible.....	18
Tableau II.3 : Les charges permanentes sur planche corps creux planché courant.....	18
Tableau II.4 : Les charges permanentes sur la Dalle machine(l'ascenseur).	19
Tableau II.5 : Les charges permanentes sur des murs extérieurs à double cloison.....	19
Tableau II.6 Choix des sections des poteaux centraux.....	33
Tableau II.7: Choix des sections des poteaux de rive.	35
Tableau II.8: Choix des sections des poteaux d'angle	37
Tableau II.9: Choix final des sections des poteaux.....	37

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Tableau III.1 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS.....	52
Tableau.III.2: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.	53
Tableau III.3: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	53
Tableau III.4 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	56
Tableau III.5: Récapitulatif du calcul de la flèche	57
Tableau III.6: Les charges permanentes de palier.....	64
Tableau III.7: Les charges permanentes de paillasse	65
Tableau III.8: combinaison des charges.....	65
Tableau III.9: Ferrailage de l'escalier	68
Tableau III.10: Vérification à l'E.L.S.	70
Tableau III.11 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	71
Tableau. III.12 Calcul des efforts :.....	73
Tableau. III.13 : Ferrailage de la poutre palière.....	73
Tableau. III.14: Vérification à l'E.L.S.	75

Chapitre IV : étude dynamique en zone sismique

Tableau IV.1: facteur de qualité	81
Tableau IV.2 :Sections des poteaux et voiles de chaque niveau (Modèle initial)	83
Tableau IV.3 : périodes et facteurs de participation massique du modèle initial.....	83
Tableau IV.4 : résultat des fores sismiques.....	84
Tableau IV.5 : vérification du déplacement inter étage du modèle initial	86
Tableau IV.6 : périodes et facteurs de participation massique du premier modèle.....	87
Tableau IV.7 : résultat des fores sismiques.....	88
Tableau IV.8 : vérification du déplacement inter étage du premier modèle	88
Tableau IV.9: périodes et facteurs de participation massique du deuxième modèle	89
Tableau IV.10 : résultat des fores sismiques	90
Tableau IV.11 : vérification du déplacement inter étage du deuxième modèle	91
Tableau IV.12 : vérification de l'effort normal pour les poteaux	92
Tableau IV.13: périodes et facteurs de participation massique du deuxième modèle après vérification spécifique aux sollicitations normales (et modification des section des poteaux	92
Tableau IV.14: résultat des fores sismiques	93
Tableau IV.15 : vérification du déplacement inter étage du modèle final	94
Tableau IV.16: pourcentage des efforts tranchants dans le sens X.....	95
Tableau IV.17: pourcentage des efforts tranchants dans le sens Y	95
Tableau IV.18 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant l'axe X	97
Tableau IV.19 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant l'axe Y	97

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.	99
Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\max} , M^{corr}).....	101
Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (M^{\max} , N^{corr}).....	101
Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\min} , M^{corr}).....	101
Tableau V.5: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	102
Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	102
Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).	102
Tableau V.8: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	103
Tableau V.9: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	103
Tableau V.10 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).	103
Tableau V.11: Choix des armatures des poteaux	104
Tableau V.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux.....	105
Tableau V.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux	105

Tableau V.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	106
Tableau V.15 : Espacement maximale selon RPA99 des poteaux	109
Tableau V.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.	109
Tableau V.17 : l'effort normale des poteaux d'entre sol.....	111
Tableau V.18 : Ferrailage des Poteaux du entre Sol.	112
Tableau V.19 : Ferrailage des poutres porteuses 35x50.	114
Tableau V.20 : Ferrailage des poutres porteuses 35x50	114
Tableau V.21: Ferrailage des poutres porteuses 35x50	115
Tableau V.22 : Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.	115
Tableau V.23: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40	116
Tableau V.24: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40	116
Tableau V.25 : Ferrailage des poutres chainage 30x40.	117
Tableau V.26: Choix des armatures pour les poutres porteuses35x50.....	117
Tableau V.27 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40.....	118
Tableau V.28: Choix des armatures pour les poutres chainage 30x40	118
Tableau V.29 : Vérification de la condition de non fragilité	118
Tableau V.30 : Vérification des poutres porteuse 35x50 à l'ELS.....	119
Tableau V.31: Vérification des poutres non porteuse 30x40 à l'ELS.....	120
Tableau V.32 : Vérification des poutres chainage 30x40 à l'ELS	120
Tableau V.33 : Vérification de la contrainte de cisaillement	121
Tableau V.34: Calcul des armatures transversales.....	122
Tableau V.35 : Vérification de la flèche poutre porteuses	124
Tableau V.36 : Vérification de la flèche poutre non porteuses.....	124
Tableau V.37 : Vérification de la flèche poutre chainage.....	125
Tableau V.38: Valeurs de (l_f/l)	131
Tableau V.39 : Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$	132
Tableau V.40 : Aciers verticaux et horizontaux.....	133
Tableau V.41 : Aciers transversaux	134
Tableau V.42 : Aciers supplémentaires.....	135
Tableau V.43:Caractéristiques des voiles	138
Tableau V.44: calcul de σ_{bna} et σ_{ba} pour exemple.	139
Tableau V.45 : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1).....	140
Tableau V.46 : Calcul des armatures du voile (V1)	141
Tableau V.47: Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (v1)	142
Tableau V.48 : Calcul des armatures du voile (V2).....	142
Tableau V.49: Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V2)	142
Tableau V.50 : Calcul des armatures du voile (V3).....	143

Tableau V.51: Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V3)	143
Tableau V.52 : Calcul des armatures du voile (V4).....	143
Tableau V.53: Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V4)	143
Tableau V.54 : Calcul des armatures du voile (V5).....	144
Tableau V.55: Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V5)	144
Tableau V.56 : Calcul des armatures du voile (V6).....	145
Tableau V.57: Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V6)	145
Tableau V.58 : calcul des aciers de couture des voiles	146
Tableau V.59: Calcul des aciers horizontaux des voiles	147

Chapitre VI : étude des fondations

Tableau VI.1: Calcul de la surface nécessaire pour la semelle filante	154
Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'ELU.....	161
Tableau VI.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS	162
Tableau VI.4: Ferrailage des panneaux du radier	164
Tableau VI.5 : vérification des contraintes	165
Tableau VI.6 : redimensionnement des armatures.	165
Tableau VI.7 : vérification des contraintes (correction).....	166
Tableau VI.8: ferrailage des nervures (sens x-x)	167
Tableau VI.9 : ferrailage des nervures (sens y-y)	167
Tableau VI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS	168
Tableau VI.11 : redimensionnement des armatures.	168
Tableau VI.12 : Vérification des contraintes (correction).....	168
Tableau VI.13 : choix des armatures transversales.	169
Tableau VI.14 : ferrailage du débord	171
Tableau VI.15 : ferrailage du voile Périphérique	175
Tableau VII.16 : Vérification des Contraintes à l'ELS	176
Tableau VI.17 : redimensionnement des armatures.	176
Tableau VI.18 : vérification des contraintes (correction)	177

Liste des figures

Chapitre II : généralités

Figure I.1: Site du Projet.....	2
Figure I.2 Vue en plan :.....	3
Figure I.3 coupe A-A :.....	4
Figure I.4 : Diagramme contraintes - déformations à l'ELU.....	11
Figure I.5 : Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.....	12
Figure I.6 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E.L.U.....	14

Chapitre II: Pré dimensionnement

Figure II.1: Dalle à corps creux.....	16
Figure II.2 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux.....	17
Figure II.3: Composants d'un plancher courant en corps creux.....	18
Figure II.4 : Mur extérieur.....	19
Figure II.5 : Dimensions de l'acrotère (terrasse inaccessible).....	20
Figure II.6 : Dimensions de l'acrotère (terrasse accessible).....	21
Figure II.7 : Vue en plan avec les Types de poutre.....	22
Figure II.8 : Poteaux plus chargés.....	29
Figure II.9 :schéma de la surface la plus chargés de poteau central.....	30
Figure II.10 :schéma de la surface la plus chargés de poteau de rive.....	33
Figure II.11 :schéma de la surface la plus chargés de poteau d'angle.....	35
Figure II.12 : Coupe de voile en élévation.....	38

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Acrotère.....	39
Figure III.2 : Sollicitation de l'acrotère.....	39
Figure III.3 : Diagramme des efforts à l'ELU.....	40
Figure III.4: Ferrailage de l'acrotère.....	40
Figure III.5: Distance de l'axe neutre.....	42
Figure III.6 : Ferrailage longitudinale de l'acrotère.....	44
Figure III.7 : Dimension du corps creux.....	45
Figure III.8: Dimensions De La Poutrelle.....	45
Figure III.9.: Les types des poutrelles.....	46
Figure III.10: Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle type 1.....	49
Figure III.11: Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle type 2.....	50
Figure III.12 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle type 3	51
Figure III.13 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle type 4	52
Figure III.14 : Disposition constructive des armatures de la table de compression	60
Figure III.15 : ferrailage des poutrelles en travée, et en appuis	60
Figure III.16: Composition d'un escalier.....	61
Figure III.17 : Schéma Statique De Volée 1.....	63
Figure III.18: Schéma Statique De Volée 2.....	63
Figure III.19: Schéma Statique De Volée 3.....	64
Figure III.20: Schéma statique de l'escalier chargé le plus sollicité.....	66
Figure III.21: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU	66
Figure III.22: Diagrammes des efforts tranchants.....	67
Figure III.23:ferrailage de poutre de palière.....	75
Figure III.24 : Ferrailage de l'escalier	75

Chapitre IV : étude dynamique en zone sismique

Figure IV.1: Modèle initial.....	82
Figure IV.2 : Modèle (02)	87
Figure IV.3 : Modèle (03)	89
Figure IV.4 : Evaluation des effets du second ordre.....	96

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Figure V.1 : Schéma de Ferrailage des poteaux	112
Figure V.2: Arrêt des barres.	123
Figure V.3: Schéma de Ferrailage des Poutres.	127
Figure V.4 : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée.....	128
Figure V.5 : Schema d'un voile pleine et disposition du ferrailage.....	129
Figure V.6 : Définition de l'élément mur.....	130
Figure V.7 : Mur encastéré.....	130
Figure V.8 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque	135
Figure V.9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	136
Figure V.10 : Disposition des voiles	138
Figure V.11 : Ferrailage Voile (V1 et V1') RDC -3 ème.....	148
Figure V.12 : Ferrailage Voile (V2 et V2') RDC -3 ème.....	148
Figure V.13 : Ferrailage Voile (V3) RDC -3 ème.....	148
Figure V.14 : Ferrailage Voile (V4 et V4') RDC -3 ème.....	149
Figure V.15 : Ferrailage Voile (V5 et V5' et V5'' et V5''') RDC -3 ème.....	149
Figure V.16 : Ferrailage Voile (V6 et V6') RDC -3 ème.....	149

Chapitre VI : étude des fondations

Figure VI.1 : Position des voiles	152
Figure VI.2 : Effort normal appliqué aux fondations	152
Figure VI.3 : Dimensions de la semelle isolée.	153
Figure VI.4 : Semelle filante	154
Figure VI.5: Disposition des nervures par rapport à la dalle et aux poteaux.....	154
Figure VI.6 : statique du bâtiment	159
Figure VI.7 : Contraintes sous le radier.....	161
Figure VI.8 : Panneau de la dalle du radier.	162
Figure VI .9 : Schéma de ferrailage du radier sens x-x.....	166
Figure VI.10 : Schéma de ferrailage du radier sens y-y	166
Figure VI .11: Ferrailage des nervures suivant X-X.	170
Figure VI .12: Ferrailage des nervures suivant Y-Y.	170
Figure VI .13: Schéma statique du débord.	171
Figure VI .14: Diagramme des Moments.	171
Figure VI .15: Evaluation des charges.	172
Figure VI .16: Poussées des terres.	173
Figure VI .17: ferrailage du Voile Périphérique.	177

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- K_t : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
- C_p : Coefficient de pression nette.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
- q_j : Pression dû au vent.
- F_{fr} : Force de frottement.
- R : Force résultante.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- 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 consistence.
- 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_c : Tassement oedométrique.
- S_c^T : Tassement total.
- S_c^{adm} : Tassement admissible.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Introduction générale

Les phénomènes déclencheurs notamment les séismes constituent le plus grand danger qui menace plusieurs régions du monde aussi bien dans les vies que dans les biens.

L'Algérie, est particulièrement sa partie nord n'est pas à l'abri de tels phénomènes destructifs et c'est pour cela qu'on doit prendre en considération les différents règlements de la construction tout en tenant compte de multiples facteurs (site, nature du sol, qualité des matériaux utilisés, interaction sol /structure ...ets).

L'ingénieur est donc appelé à concevoir des structures dotées d'une rigidité et d'une résistance suffisantes de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par la structure.

Dans le cadre de ce projet nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage bureau, implanté dans une zone de forte sismicité (Zone III), comportent entre sol +RDC et 7 étages + étage technique à Alger. Qui seront menée selon les étapes principales suivantes :

- La première étape portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (acrotère, poutrelle, escalier, les dalles).
- La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en **3D** sur le logiciel de calcul **SAP 2000 version 14**.
- La cinquième étape portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux.
- La sixième étape portera sur l'étude de fondation.

I.1. Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment analysé concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment (**RDC+7 +étage technique +entre Sol**) à usage de bureau, avec terrasse accessible et terrasse inaccessible, situé à la commune d'El-Mohammadia dans la wilaya d'ALGR qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

Les calculs menés sont conformes aux règlements **CBA93 [3]**, **RPA99 (Version 2003) [1]** et tout règlements en vigueur en Algérie.

I.2.1. Situation :

Ce bâtiment fait partie du projet « R+7+ étage technique +entre sol », qui se trouve à la commune d'El-Mohammadia.



Figure I.1 : Site du Projet.

I.2.2. Description architecturale :

L'ouvrage en question est un bâtiment de forme irrégulière. Le contreventement est assuré par une ossature portiques auto stables en béton armé contreventé par des voiles en béton armé.

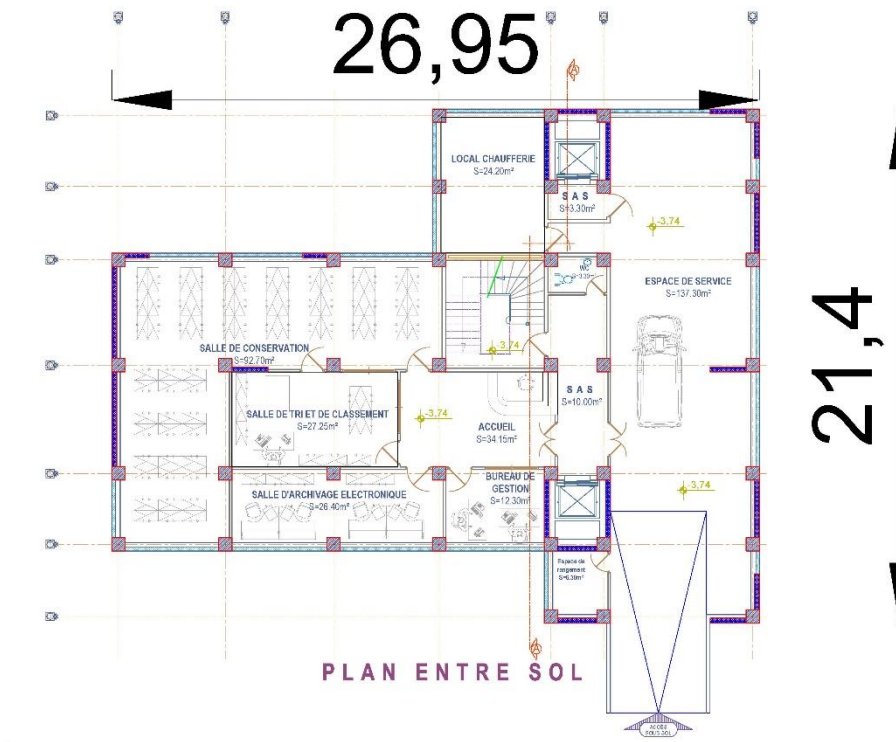


Figure I.2 : Vue en plan.

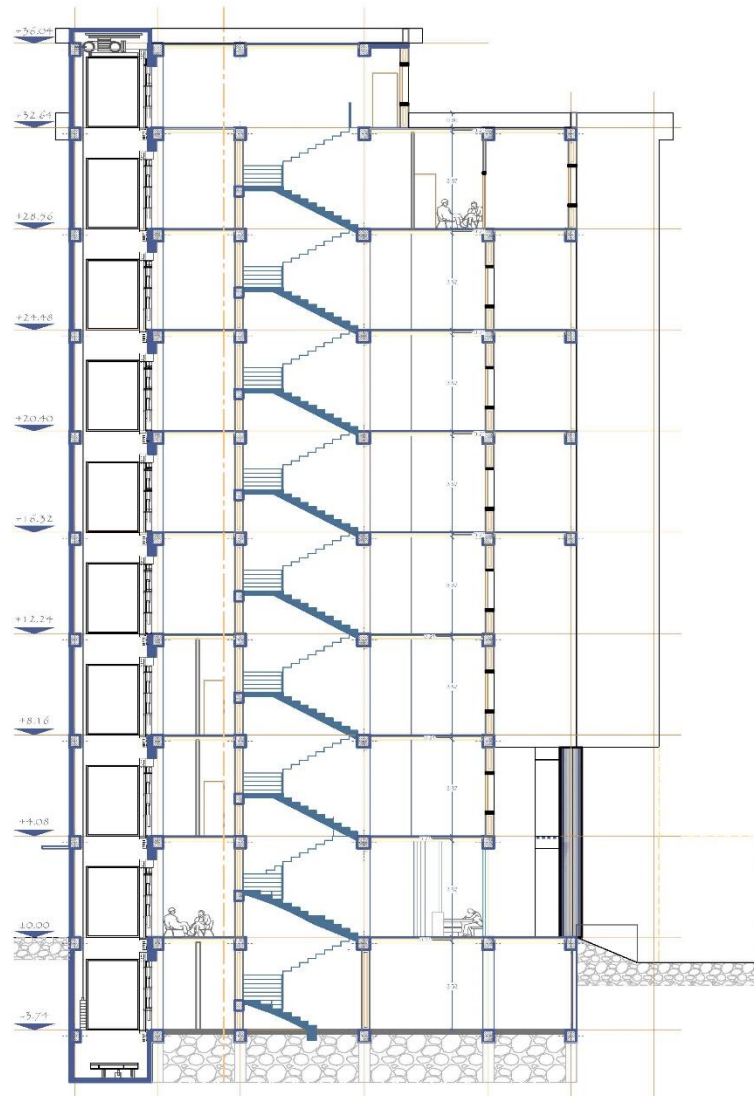


Figure I.3 : coupe A-A.

I.2.3. Occupation en chaque niveau :

Le bâtiment comporte :

1. Un niveau d'entre sol (salles d'archive +espace de service *parking *).
2. Un Rez-de-chaussée.
3. Les sept étages sont à usage de bureau.
4. Etage technique.

I.2.4. Caractéristiques géométriques :➤ **Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère 36,04 m.
- Hauteur du entre sol..... 3,74 m.
- Hauteur du rez-de-chaussée 4,08 m.
- Hauteur de l'étage courant 4,08 m.
- Hauteur de l'étage technique 3,40 m.

➤ **Dimensions en plan :**

- Longueur totale en plan26,95 m.
- Largeur totale en plan21,40 m.

I.2.5. Classification du bâtiment selon l'RPA 99 version 2003 :

Le bâtiment est un ouvrage de grande importance classée dans le groupe 1B.

Car il est à usage de bureau recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes

I.2.6. Caractéristiques structurales :**-Ossature et system de contreventement :**

Notre bâtiment situant en **zone (III)**, et de hauteur totale de 36,04m ; en se référant au (RPA 99/Version 2003/article 3.4.A : 1-a et 1-b) qui exige un système de contreventement contient des voiles et portiques.

-Plancher :

Nous avons choisi deux types de plancher :

- Plancher à corps creux (tous les étages).
- Plancher en dalle pleine (l'ascenseur).

-Escalier :

La structure comporte trois types d'escaliers :

- Le premier type d'escalier du entre sol.
- Le deuxième type d'escalier du RDC.
- Le troisième type d'escalier du première étage jusqu'au étage technique.

Les types d'escaliers composent de 3 volées et 2 paliers (pour étage courant), et 2volées et 1 palier (pour RDC et entre sol).

- Ascenseurs :

La structure comporte une deux cages d'ascenseur du entre sol jusqu'au étage technique.

-Terrasse :

Il existe deux types de terrasse :

- Terrasse inaccessible.
- Terrasse accessible.

-Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en brique creuse :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en brique creuse de 10 cm d'épaisseur séparée par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.

-Revêtement et Enduits :

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

-L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment encastré au niveau plancher terrasse.

Dans notre projet, on a deux types d'acrotère sur le plancher terrasse accessible et terrasse inaccessible.

-Infrastructure :

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

- a- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- b- Limiter les tassements différentiels.
- c- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
- d- La contrainte admissible du sol est de **3,00 bar**.
- e- La profondeur d'ancrage de l'infrastructure est de **-6 m** par rapport à la cote du terrain naturel actuel.
- f- La catégorie de site **S2** : site ferme.

I-2-7. Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- **RPA 99/version 2003. [1]**
- **BAEL 91 modifié99. [2]**
- **CBA 93. [3]**
- **DTR BC 2.2. [4]**

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé « **BAEL91modifié 99** » [2] et tous les règlements applicables en Algérie « **RPA 99 version 2003** » [1] et « **CBA93** » [3].

I.3.1. Béton :**a. Composition du béton :**

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenu 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.

- **Ciment** : le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.
- **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.
 - Gravier de dimension ($15 \leq D_g \leq 25$) 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.

La composition courante de 1m^3 de béton est :

- 350 Kg de ciment CPA 325 (CEM II).
- 400 l ($17-19 \text{ KN/ m}^3$) de sable $D_g \leq 5$ mm.
- 800 l (17 KN/ m^3) de gravillon $5 \text{ mm} \leq D_g \leq 25$ mm.
- 175 l d'eau de gâchage.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certaines qualités à savoir :

1. Une résistance mécanique élevée.
2. Un retrait minimum.
3. Une bonne tenue dans le temps.

b. Résistance du béton : [2]**b.1. Résistance du béton à la compression :**

Dans les cas courants, au point de vue technique un béton est défini par la valeur caractéristique requise (ou spécifiée) de sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, notée f_{c28} . Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 16cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

-Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83 \cdot j} \cdot f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{ci} = 1,1 \cdot f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

Pour notre étude on a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

b.2. Résistance du béton à la traction :

La résistance caractéristique à la traction d'un béton à un jour, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours}$$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, on trouve alors $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

c. Module de déformation longitudinale :

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

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

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \varepsilon$) d'un test de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : \text{en MPa}) \quad [2]$$

c.2. Module d'élasticité différé «Evj» :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \varepsilon$) d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \quad [2]$$

$$\text{Pour notre cas : } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa} \end{cases}$$

d. Coefficient de poisson :

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

- E.L.U : $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations.
- E.L.S : $\nu = 0,2$ calcul des déformations.

e. Poids volumique :

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

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

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà du quelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bc} = 21,74 \text{ MPa}$

θ : Coefficient qui tient compte la durée de l'application des charges :

$\theta = 1$ si la durée $> 24\text{h}$

$\theta = 0,9$ si la durée $> 1\text{h}$ et $< 24\text{h}$

Si non $\theta = 0,85$.

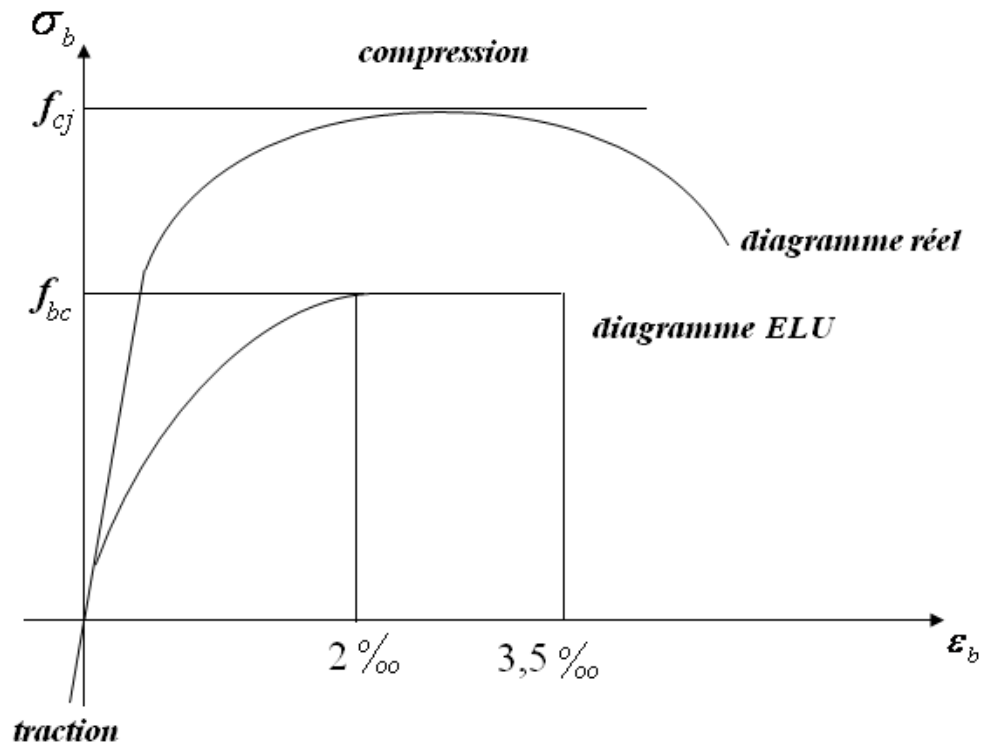


Figure I.4 : contraintes-déformations à l'ELU.

Contrainte du béton :

$$- 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$$

$$\rho_{bc} = 0,25 \cdot f_{bc} \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc} \cdot (4 - 10^3 \cdot \varepsilon_{bc})$$

$$- 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$$

$$\rho_{bc} = f_{bc}$$

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

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

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

La contrainte limite de service est donnée par : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28}$ [2]

$f_{c28} = 25MPa$ on trouve : $\overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$

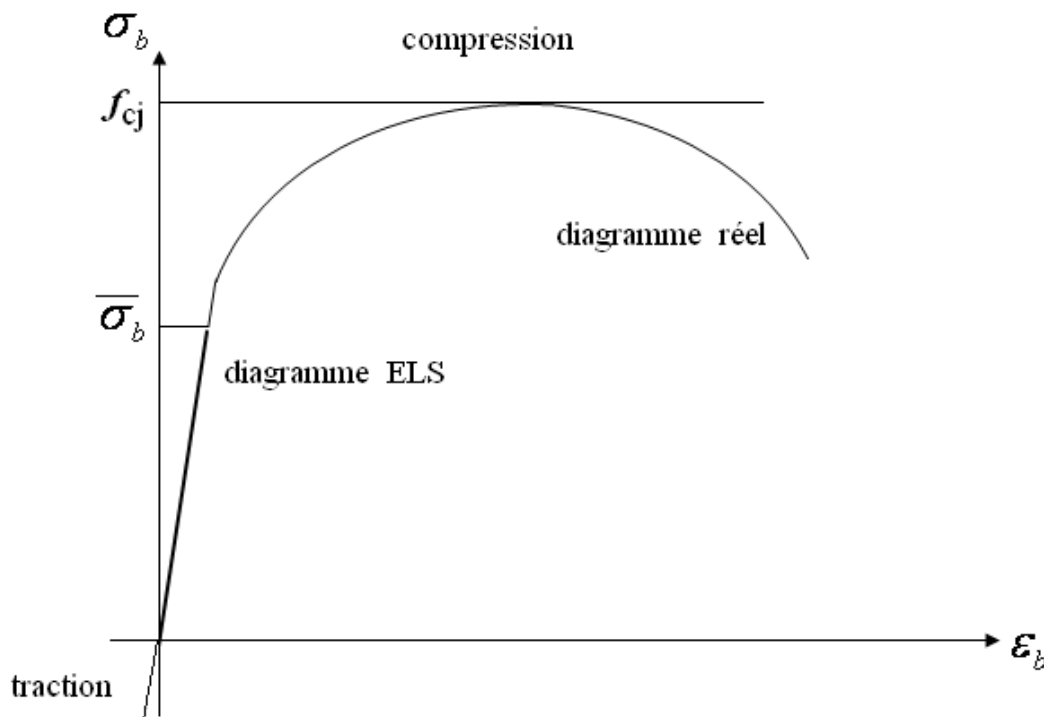


Figure. I.5 : Diagramme contraintes déformation à l'ELS.

I.3.2. Aciers :

Le matériau acier est un alliage Fer + Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression. Donc la solution du problème de non résistance du béton à la traction est d'intégrer dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

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

- Ronds lisses (R.L) : FeE24.
- Barres à haute adhérences (HA) : FeE40.
- Treillis soudés (TS) : FeE520.

a. Les limites élastiques :

- Les ronds lisses (R.L): FeE24 ($f_e=235$ MPa).
- Barres à haute adhérence (HA) : $f_e=400$ MPa.
- Treillis soudés (TS) : $f_e= 520$ MPa.

b. Module d'élasticité des aciers :

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

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

c. Les contraintes limites de calcul : [2]**c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :**

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

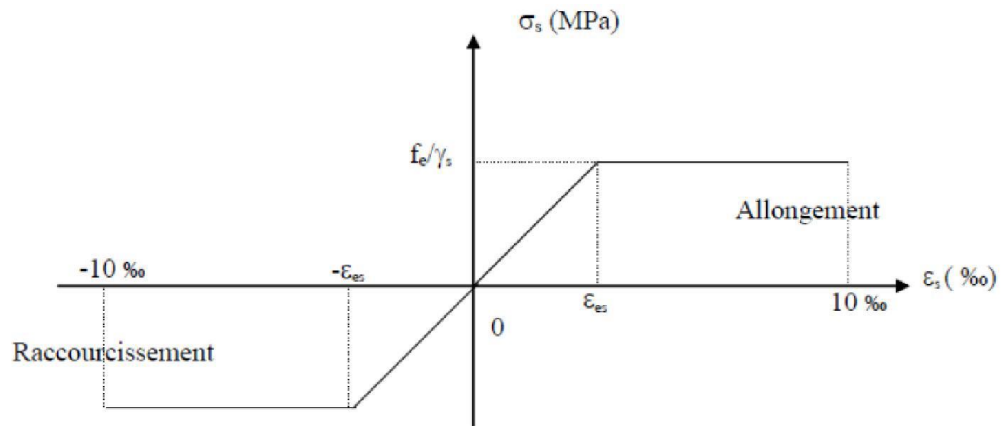


Figure.I.6 : Diagramme contraintes-déformation de l'acier à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative $\rightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$, $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

L'abscisse limite de la droite d'élasticité vaut :

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

Pour les aciers FeE400 on a : $\epsilon_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2,10^5} = 1,74 \text{ ‰}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

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

σ_s : Contrainte de l'acier. : $-\epsilon_s \leq \epsilon_{es} \Rightarrow \rho_s = E_s \cdot \epsilon_s$

- $\epsilon_{es} \leq \epsilon_s \leq 10 \text{ ‰} \Rightarrow \rho_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

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

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

Fissuration peu nuisible :

Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right)$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

η : Coefficient de fissuration qui dépend de type d'acier.

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

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

$\eta = 1,30$ pour les aciers à haute adhérence $< 6\text{mm}$.

d. Le coefficient d'équivalence :

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

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

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

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

I.4. Hypothèses de calcul :

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

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le digramme contrainte-déformation du béton est celui défini au paragraphe f1.
- Le digramme contrainte-déformation de l'acier est celui défini au paragraphe c1.
- Les positions que peut prendre le diagramme des déformations d'une section droite passent au moins par l'un des trois pivots.

PREDIMENSIONNEMENT

II.1.INTRODUCTION :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement.

Pour cela nous évaluons une descente des charges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, à tous les niveaux jusqu'à la fondation.

II.2 Pré dimensionnement Des Planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

II.2.1 Planchers à corps creux :

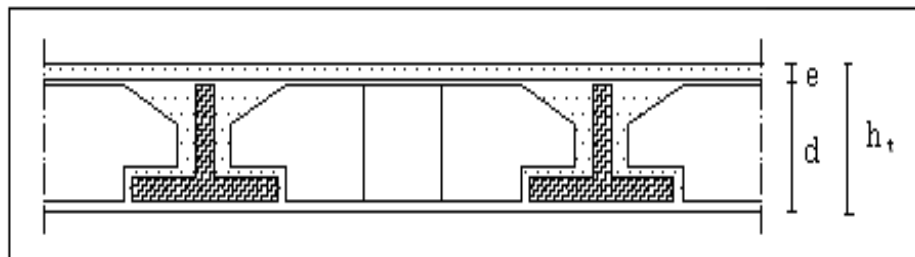


Figure II.1 : Dalle à corps creux.

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20}$$

h_t : épaisseur de la dalle de compression +corps creux.

L : la portée maximale de la poutrelle

On a: $L = 450 - 30 = 420$ cm

$$\frac{420}{25} \leq ht \leq \frac{420}{20}$$

$$16,8 \leq ht \leq 21$$

Alors : $h_t = 21$

Donc on adopte une épaisseur de : 21cm

On prend : $h = (16+5)$ cm

II.3. Evaluation Des Charges :

Cette étape consiste à évaluer les charges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1. Les charges permanentes :

II.3.1.1 Plancher Terrasse :

a. Evaluation du plancher terrasse inaccessible a corps creux (16 + 5) cm :

Composants	Poids (KN/m ²)
1- Gravillon de protection (e=5cm ; $\rho=17\text{kN/m}^3$)	1
2- Étanchéité multicouche (e=2cm ; $\rho=6\text{kN/m}^3$)	0,12
3- Papier kraft	0,05
4- forme de pente (e _{moy} = 7cm ; $\rho=22\text{kN/m}^3$)	1,54
5-Isolation thermiques (liège) (e=4cm ; $\rho=4\text{kN/m}^3$)	0,16
6- Par vapeur (1cm ; $\rho=6\text{kN/m}^3$)	0,06
7- Plancher à corps creux (16+5) cm	3,05
8- Enduit plâtre (2cm ; $\rho=10\text{kN/m}^3$)	0,20
Total	6,18

Tableau II.1 : Les charges permanentes plancher corps creux terrasse inaccessible.

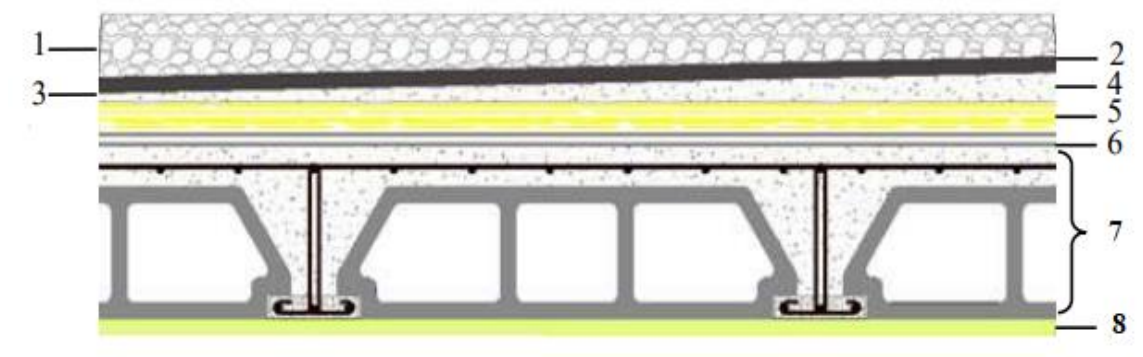


Figure II.2 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux.

b. Evaluation du plancher terrasse accessible à corps creux (16 + 5) cm :

Composants	Poids (KN/m ²)
1- carrelage (e=2cm ; ρ=20kN/m ³)	0,4
2- mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m ³)	0,4
3- Étanchéité multicouche (e=2cm ; ρ=6kN/m ³)	0,12
4-Lit de sable (e=3cm ; ρ=18kN/m ³)	0,54
5- forme de pente (e _{moy} = 7cm ; ρ=22kN/m ³)	1,54
6-Isolation thermiques (liège) (e=4cm ; ρ=4kN/m ³)	0,16
7- Plancher à corps creux (16+5) cm	3,05
8- Enduit plâtre (2cm ; ρ=10kN/m ³)	0,20
Total	6,41

Tableau II.2 : Les charges permanentes plancher corps creux terrasse accessible.

II.3.1.2 plancher étage courant :

Evaluation du plancher étage courant a corps creux (16 + 5) cm :

Composants	Poids (KN/m ²)
1- carrelage (e=2cm ; ρ=20kN/m ³)	0,4
2- mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m ³)	0,4
3-Lit de sable (e=3cm ; ρ=18kN/m ³)	0,54
4- Plancher à corps creux (16+5) cm	3,05
5 - Enduit plâtre (2cm ; ρ=10kN/m ³)	0,20
6- Cloisons répartie (10cm)	1,00
Total	5,59

Tableau II.3 : Les charges permanentes sur plancher corps creux planché courant.

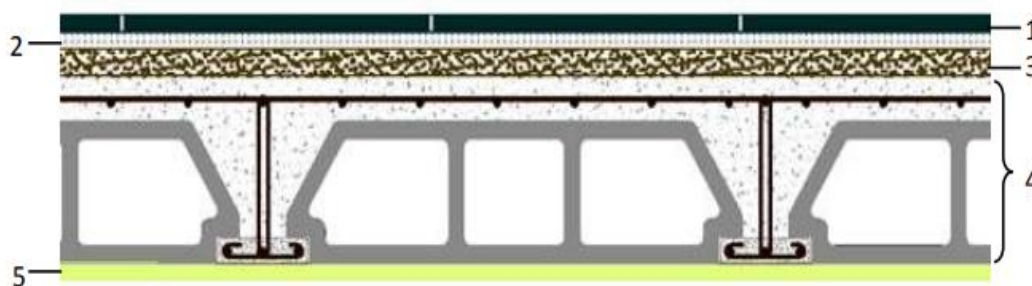


Figure II.3 : Composants d'un plancher courant en corps creux.

II.3.1.3 dalles machine (l'ascenseur) :

Composants	Poids (KN/m ²)
1- Gravillon de protection (e=5cm ; $\rho=17\text{kN/m}^3$)	1
2- Étanchéité multicouche (e=2cm ; $\rho=6\text{kN/m}^3$)	0,12
3- Papier kraft	0,05
4- forme de pente ($e_{\text{moy}}=7\text{cm}$; $\rho=22\text{kN/m}^3$)	1,54
5-Isolation thermiques (liège) (e=4cm ; $\rho=4\text{kN/m}^3$)	0,16
6- Par vapeur (1cm ; $\rho=6\text{kN/m}^3$)	0,06
7- Dalle pleine (e=20cm, $\rho=25\text{kN/m}^3$)	5
8- Enduit plâtre (2cm ; $\rho=10\text{kN/m}^3$)	0,20
Total	8,13

Tableau II.4 : Les charges permanentes sur la Dalle machine.

II.3.1.4 Maçonnerie :

Mur extérieur à double cloison :

Composants	Poids (KN/m ²)
1- Enduit en plâtre intérieur (e=2cm)	0,20
2- Briques creuses (e=10cm)	0,90
3- L'âme d'air (5 cm)	0
4- Enduit en ciment extérieur (e=2cm)	0,36
5- Briques creuses (e=15cm)	1,35
Total	2,81

Tableau II.5 : Les charges permanentes sur des murs extérieurs à double cloison.

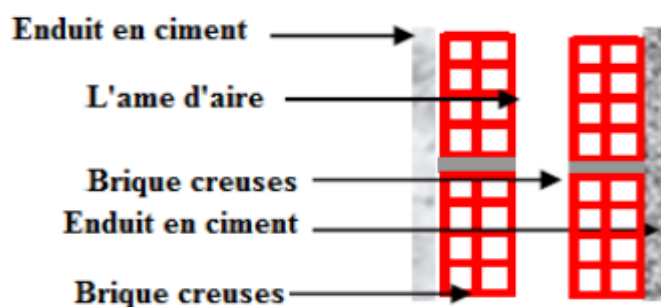


Figure II.4 : Mur extérieur.

II.3.1.5 Acrotère :

Dans notre projet, on a deux types d'acrotère sur le plancher terrasse accessible et terrasse inaccessible.

a- Terrasse inaccessible :

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

$$S = (0,10 \times 0,6) + (0,08 \times 0,10) + 0,1 \times \frac{0,02}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

D'où :

Le poids des éléments en béton armé : $G_1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$

Le poids du revêtement (e=2cm ; $\rho=14\text{kN/m}^3$):

$$G_2 = \rho \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60+10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,392 \text{ KN/ml}$$

$$G = G_1 + G_2 = 2.12 \text{ KN/ml}$$

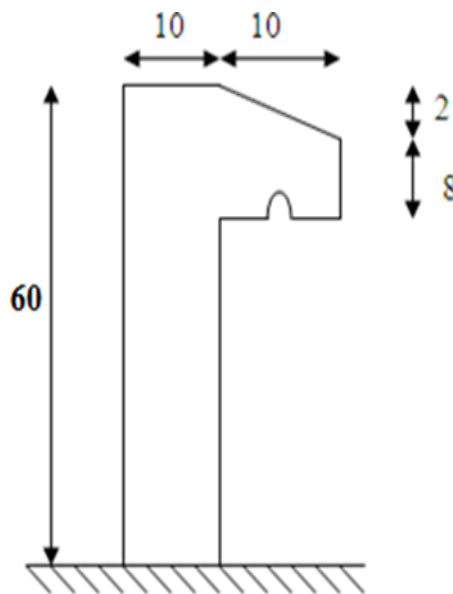


Figure II.5 : Dimensions de l'acrotère (terrasse inaccessible).

b- Terrasse accessible :

$$S = (0,10 \times 1,1) + (0,08 \times 0,10) + 0,1 \times \frac{0,02}{2} = 0,12m^2$$

D'où :

Le poids des éléments en béton armé :

$$G_1 = 25 \times 0,12 = 3 \text{ kN/ml}$$

Le poids du revêtement : (e=2cm ; ρ=18kN/m³)

$$G_2 = [0,02 \times (2 \times (0,1 + 1,1)) \times 18 = 0,86 \text{ kN/m}$$

$$G = G_1 + G_2 = 3,86 \text{ kN/ml}$$

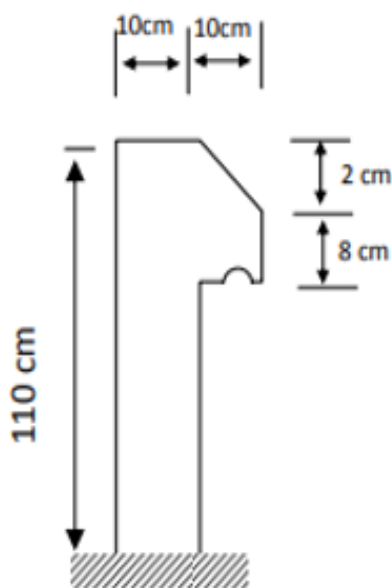


Figure II.6 : Dimensions de l'acrotère (terrasse accessible).

II.3.2. Les charges d'exploitations :

- Acrotère Q = 1,0 kN/m²
- Plancher terrasse (inaccessible) Q = 1,0 kN/m²
- Plancher terrasse (accessible) Q = 1,5 kN/m²
- Plancher courant (bureaux) Q = 2,5 kN/m²
- Escaliers..... Q = 2,5 kN/m²

II.4. Pré dimensionnement des Poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé,

Leurs pré dimensionnement sont basé sur les trois étapes suivantes :

- 1- Détermination des dimensions (h,b) à partir de formules empiriques
- 2- Vérification des conditions imposées sur (h,b) selon l’RPA 99 V 2003
- 3- Vérification de la rigidité

Selon les règles BAEL 91 : [2]

-la hauteur h de la poutre doit être $L/15 \leq h \leq L/10$

-La largeur b de la poutre doit être $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec : L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

Selon RPA99V2003 : [1]

On doit respecter les conditions suivantes :

- 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 : $\frac{h}{b} \leq 4$

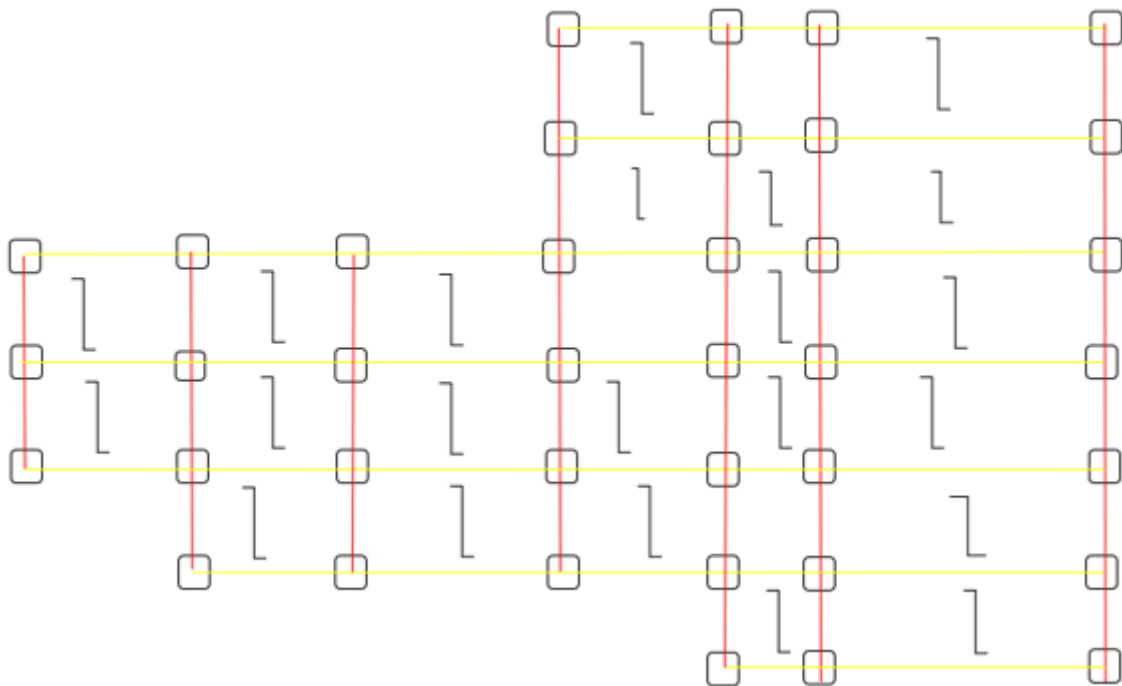


Figure II.7 : Vue en plan avec les Types de poutre.

Avec :

- Poutre porteuse —
- Poutre non porteuse —
- Sens de poutrelle]

Vérification de la rigidité :

On doit vérifier que :

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

II.4.1 Poutre porteuse :

1- axe A (6-7) $L_{Max}=6,20$ m

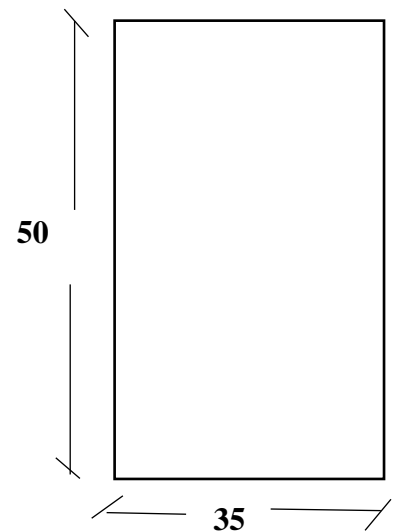
Selon la formule empirique

$$\frac{620}{15} \leq h \leq \frac{620}{10} \Rightarrow 41,33 \leq h \leq 62$$

On prend $h=50$ cm

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 15 \leq b \leq 35$$

On prend $b=35$ cm



Selon RPA99 V.2003 :

$h > 30$ vérifiée

$b > 20$ vérifiée

$$\frac{h}{b} = \frac{50}{35} = 1,42 \leq 4 \quad \text{vérifiée}$$

Vérification de la rigidité :

On doit vérifier que : $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

$$\frac{h}{l} = \frac{50}{620} = 0,0806 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Ok c'est vérifié}$$

Nous choisissons une poutre de :

$$b \times h = 35 \times 50 \text{ cm}^2$$

II.4.2 poutre non porteuse :

Axe 1(D-E) :

$L_{max}=4,50$ m

Selon la formule empirique

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30 \leq h \leq 45$$

On prend $h=45$ cm

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 13,5 \leq b \leq 31,5$$

On prend $b=30$ cm

Selon RPA99 V 2003

$h > 30$ vérifiée

$b > 20$ vérifiée

$\frac{h}{b} = 1,5 \leq 4$ vérifiée

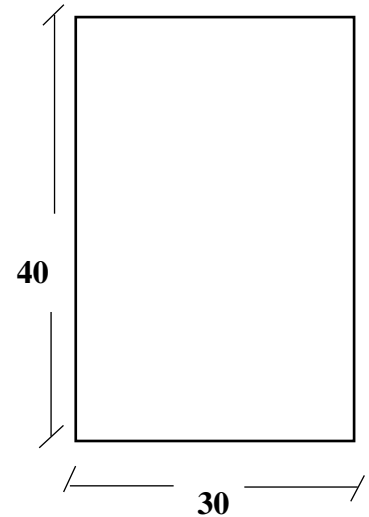
Vérification de la rigidité :

On doit vérifier que : $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{450} = 0,088 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Ok c'est vérifié}$$

Nous choisissons une poutre de :

$$b \times h = 30 \times 40$$



II.4.3 Poutres de Chainage :

Elles sont disposées dans les balcons pour supporter les charges des murs, leur hauteur et largeur sont données selon la condition suivante :

$L_{max}=4,50$ m

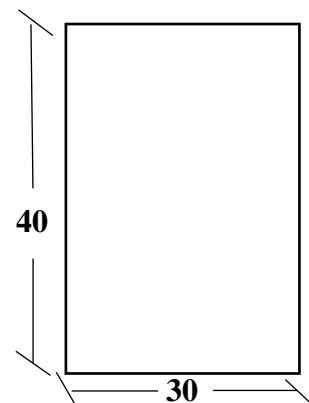
Selon la formule empirique

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30 \leq h \leq 45$$

on prend $h=40$ cm

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 13,5 \leq b \leq 31,5$$

on prend $b=30$ cm



Selon RPA99 V 2003

$h > 30$ vérifiée

$b > 20$ vérifiée

$\frac{h}{b} = 1,5 \leq 4$ vérifiée

$$b \times h = 30 \times 40$$

Les sections des poutres adoptées, en vérifiant les règlements **CBA93** et le **RPA99** sont données comme suit :

- Poutres de section 35 x 50 cm². (Sens porteur).
- Poutres de section 30 x 40 cm². (Sens non porteur).
- Poutres de section 30 x 40 cm². (Poutres de Chainage).

II.5 Pré dimensionnement Des Poteaux :**II.5.1 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 est affecté de la surface de plancher chargé lui revenant et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge, on appliquera la loi de dégression des charges d'exploitations.

Procédure de pré dimensionnement :

- Calcule de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section des poteaux est alors calculée aux états limites ultimes (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- la section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le *règlement RPA 99 version 2003*.
- Vérification des sections à l'ELS **selon le CBA93 [3]**.

Loi de dégression (DTR.BC 2.2) [4] :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitations 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 est la charge d'exploitation).

Sous toiture Q₀

Sous dernier étage Q₀+Q₁

Sous étage immédiatement Etage (2) Q₀+ 0.9Q₁+0.8Q₁

Etage (3) .Q₀+0.9Q₁+0.8Q₁ +0.7Q₁

Etage (4) .Q₀+0.9Q₁+0.8Q₁ +0.7Q₁ +0.6Q₁

Etage (5) .Q₀+0.9Q₁+0.8Q₁ +0.7Q₁+0.6Q₁+0.5Q₁

.....
Etage(n).Q₀+0.9Q₁+0.8Q₁+0.7Q₁+0.6Q₁+0.5Q₁+...+0.5Q₁

II.5.2 Dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la

Compression selon la formule suivante : $N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

$\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle

$N_u = 1,35 G + 1,5 Q$

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

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

Si plus de la moitié des charges sont appliquées après 90 jours, le coefficient α a pour valeur :

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

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

λ : L'élanement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$; on prend $L_f = 0,7L_0 = 0,7 h_e$ (poteau est à ses extrémités, soit encastrement dans un massif de fondation, soit assemblé à des poutres de plancher)

Remarque

il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$

a : dimension de la section du béton du poteau

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{B}}$

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

A_s : section d'acier minimale

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa

f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 400$ MPa

B : aire totale de la section du poteau ($B = a \times b$)

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1 cm d'épaisseur

Sur tout sa périphérie tel que :

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 2\text{cm})(b - 2\text{cm})$

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

a,b : dimension de la section du béton du poteau

il faut assurer que : $0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$

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

On tire de l'équation de Nu la valeur de Br telle que :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]} \Leftrightarrow Br \geq 0,66 N_u \quad cm^2$$

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

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

◆ **Poteau rectangulaire ou carrée**

-Min (b, h) ≥ 30 cm

- Min (b, h) ≥ $\frac{h_e}{20} cm$

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

➤ **Vérification de la section trouvée à l'ELS**

Dans la descente des charges, on détermine l'effort normal à l' ELS « N_S » qui sollicite le poteau, On doit vérifier que :

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

Avec :

N_{Ser} : Effort normal à l'ELS tel que N_{Ser} = G+ Q

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

Q : Surcharge d'exploitation.

B : Section de béton du poteau.

A_s : Section des armatures (A_s=1%B).

n: Coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$.

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

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

$$\text{Obtient : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15 \times B} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$$

Remarque

-D'après l'article 7.4.1 dans l'RPA99 version 2003 :

Les poteaux de rives et d'angle doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux, pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismique.

-Pour tenir compte du poids de poteau on va majorer de 10% les charges permanentes venant du plancher, poutres et chaînages

D'après la surface (en plan) et les charges verticales qui leur reviennent, on distingue trois types de poteaux centraux (01 type dans La partie 1 et 02 types dans la partie 2)

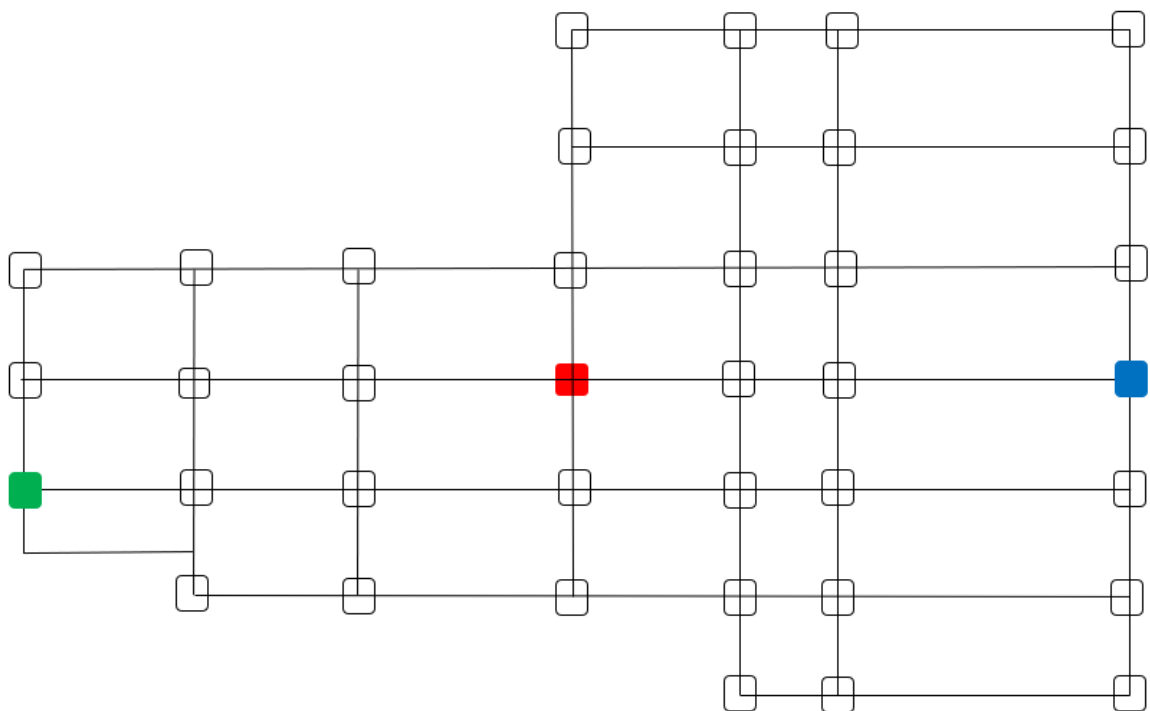


Figure II.8 : légende des poteaux les plus chargés

Avec :

- poteau d'angle
- poteau central
- poteau de rive

a. Poteau central (4, D)

Soit S la surface reprise par le poteau le plus chargé :

- plancher terrasse $S=17,33m^2$
- plancher étage courant $S=20,14m$

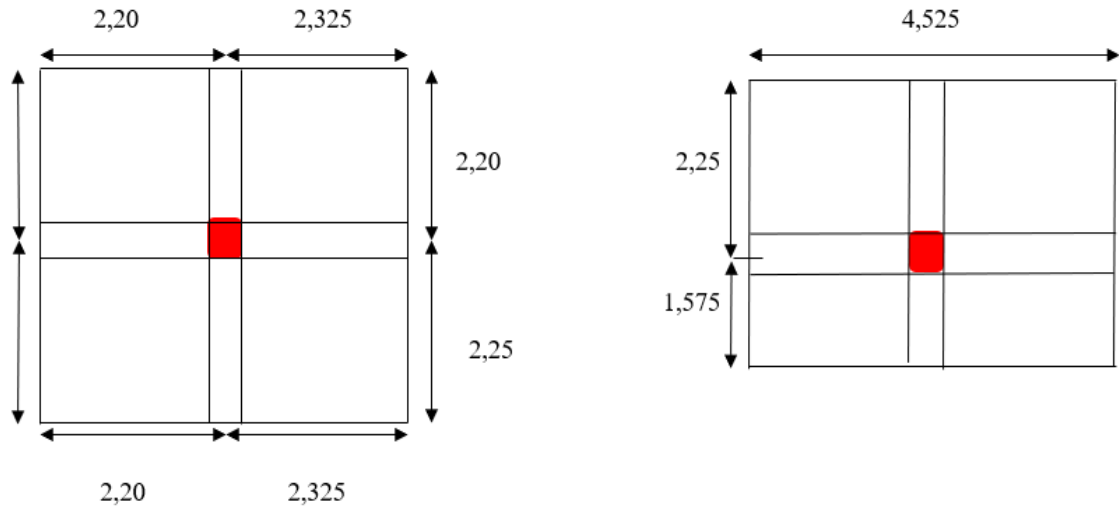


Figure II.9 : schéma de la surface la plus chargée de poteau central.

Détermination des charges

➤ **Charge permanente**

Poids revenant à la terrasse :

Dalle en corps creux :

- Poids des plancher terrasse..... $G_{PT} = 6,18 \times 17,33 = 107,1 \text{ kN}$
- Poids des poutres porteuses sens(y-y) $G_{PP} = 0,35 \times 0,50 \times 25 \times (4,525 - 0,3) = 18,48 \text{ kN}$
- Poids des poutres non porteuses sens (x -x). $G_{PNP} = 0,3 \times 0,40 \times 25 \times (3,85 - 0,3) = 10,65 \text{ kN}$
- Poids des poutres de chinage (noyau) (y-y) $G_{Pn} = 0,3 \times 0,40 \times 25 \times (2,25) = 6,75 \text{ kN}$

$G_{T1} = 142,98 \text{ kN}$

Poids revenant au 7^{ème} étage :

Dalle corps creux :

- poids plancher courant..... $G_{PC} = 5,59 \times 20,14 = 112,58 \text{ kN}$
- Poids des poutres porteuses (y-y) $G_{PP} = 0,35 \times 0,50 \times 25 \times (4,525 - 0.3) = 18,48 \text{ kN}$
- Poids des poutres non porteuses (x -x) ... $G_{PNP} = 0,3 \times 0,40 \times 25 \times (4,45 - 0.3) = 12,45 \text{ kN}$
- Poids du poteau $(3,4) \times (0,30)^2 \times 25 = 7,65 \text{ kN}$

$g_0 = 151,16 \text{ KN}$

D'où : **$G_7 = G_{T1} + g_0 = 294,14 \text{ KN}$**

$N_{G7} = G_{T1} + g_0 = 294,14 \text{ KN}$

$N_{Q7} = Q_0 \times S = 3,5 \times 20,14 = 70,49 \text{ KN}$

$N_{u7} = 1,35 N_{G7} + 1,5 N_{Q7} = 502,824 \text{ KN}$

$Br \geq 0,066 N_{u7} \quad Br \geq 331,86 \text{ cm}^2$

$Br = (a - 0,02)(b - 0,02), \text{ On a } a = b$

Dunc:

$Br = (a - 0,02)^2$

$a = \sqrt{Br} + 0,02 \quad a = b = 18,14 \text{ cm}$

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

Poids revenant au 6^{ème} étage :

Dalle corps creux :

- poids plancher courant..... $G_{PC} = 5,59 \times 20,14 = 112,58 \text{ kN}$
- Poids des poutres porteuses (y-y) $G_{PP} = 0,35 \times 0,50 \times 25 \times (4,525 - 0.3) = 18,48 \text{ kN}$
- Poids des poutres non porteuses (x -x) ... $G_{PNP} = 0,3 \times 0,40 \times 25 \times (4,45 - 0.3) = 12,45 \text{ kN}$
- Poids du poteau $(4,08) \times (0,30)^2 \times 25 = 9,18 \text{ kN}$

$g = 152,69 \text{ KN}$

D'où : **$G_6 = G_7 + g = 446,83 \text{ KN}$**

Poids revenant au 5^{ème} étage :

Dalle corps creux :

- Poids plancher cour..... $G_{PC} = 5,59 \times 20,14 = 112,58 \text{ kN}$
- Poids des poutres porteuses (y-y) $G_{PP} = 0,35 \times 0,50 \times 25 \times (4,525 - 0.3) = 18,48 \text{ kN}$
- Poids des poutres non porteuses (x -x)... $G_{PNP} = 0,3 \times 0,40 \times 25 \times (4,45 - 0.3) = 12,45 \text{ kN}$
- Poids du poteau $(4,08) \times (0,30)^2 \times 25 = 9,18 \text{ kN}$

g = 152,69 KN

D'où : $G_5 = G_6 + g = 599,52 \text{ KN}$

Poids revenant au 4^{ème} étage :

Dalle corps creux :

- Poids plancher courant..... $G_{PC} = 5,59 \times 20,14 = 112,58 \text{ kN}$
- Poids des poutres porteuses (y-y) $G_{PP} = 0,35 \times 0,50 \times 25 \times (4,525 - 0.3) = 18,48 \text{ kN}$
- Poids des poutres non porteuses (x -x).. $G_{PNP} = 0,3 \times 0,40 \times 25 \times (4,45 - 0.3) = 12,45 \text{ kN}$
- Poids du poteau $(4,08) \times (0,30)^2 \times 25 = 9,18 \text{ kN}$

g = 152,69 KN

D'où : $G_4 = G_5 + g = 752,21 \text{ KN}$

Poids revenant à entre sol :

Dalle corps creux :

- Poids plancher courant $G_{PC} = 5,59 \times 20,14 = 112,58 \text{ kN}$
- Poids des poutres porteuses (y-y) $G_{PP} = 0,35 \times 0,50 \times 25 \times (4,525 - 0.3) = 18,48 \text{ kN}$
- Poids des poutres non porteuses (x -x).. $G_{PNP} = 0,30 \times 0,40 \times 25 \times (4,45 - 0.3) = 12,45 \text{ kN}$
- Poids du poteau $(3,74) \times (0,30)^2 \times 25 = 8,42 \text{ kN}$

g = 151,93 KN

D'où : $G_{\text{entre sol}} = G_{RDC} + g = 1514,9 \text{ KN}$

Niv	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	a (cm)	MIN RPA (cm ²)	axb (cm ²)	Nser (kN)	σ_{ser} (MPa)	obs
P8	142,98	17,33	219,018	144,551	15,56	30x30	35x35	160,31	1,137	Ok
P7	294,14	67,68	498,609	329,081	22,46	30x30	35x35	361,82	2,568	Ok
P6	446,83	102,93	757,615	500,026	27,23	30x30	35x35	549,76	3,902	Ok
P5	599,52	138,17	1016,60	670,960	31,22	30x30	35x35	737,69	5,236	Ok
P4	752,21	168,38	1268,05	836,915	34,64	30x30	40x40	920,59	5,003	Ok
P3	904,9	193,56	1511,95	997,890	37,64	30x30	40x40	1098,46	5,969	Ok
P2	1057,59	218,73	1755,84	1158,85	40,40	30x30	45x45	1276,32	5,480	Ok
P1	1210,28	243,91	1999,74	1319,83	42,99	30x30	45x45	1454,19	6,244	Ok
RDC	1362,97	268,98	2243,48	1480,69	45,41	30x30	50x50	1631,95	5,676	Ok
E.sol	1514,9	294,26	2486,50	1641,09	47,70	30x30	50x50	1809,16	6,292	Ok

Tableau II.6 : Choix des sections des poteaux centraux

b. poteau de rive (7, D)

Soit S la surface reprise par le poteau le plus chargé :

$S = 13,795m^2$

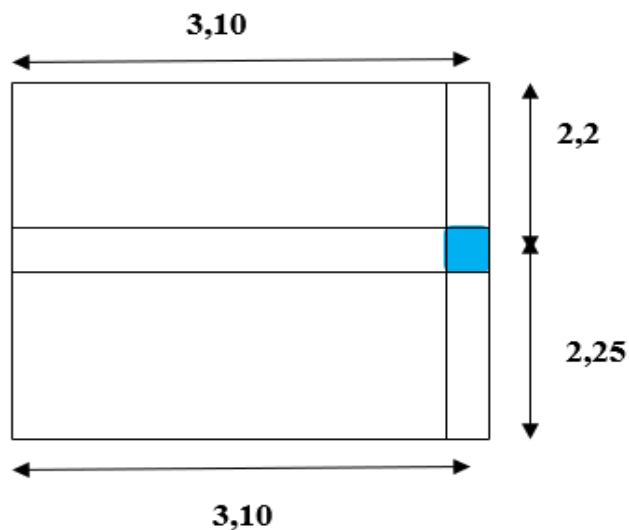


Figure II.10 : schéma de la surface la plus chargée de poteau de rive.

Détermination des charges

➤ **Charge permanente**

Poids revenant à la terrasse :

Dalle en corps creux :

- Poids plancher terrasse..... $G_{PT} = 6,41 \times 13,795 = 88,43 \text{ kN}$
 - Poids des poutres porteuses (y-y) $G_{PP} = 0,35 \times 0,50 \times 25 \times (2,95) = 12,91 \text{ kN}$
 - Poids des poutres non porteuses (x -x)..... $G_{PNP} = 0,3 \times 0,40 \times 25 \times (4,45 - 0,3) = 12,45 \text{ kN}$
 - Poids des poutres de Acrotère..... $G_A = 3,86 \times 4,45 = 17,18 \text{ kN}$
- $G_7 = 130,97 \text{ kN}$**

Poids revenant au 6^{ème} étage :

Dalle corps creux :

- Poids plancher courant $G_{PC} = 5,59 \times 13,795 = 77,11 \text{ kN}$
 - Poids des poutres porteuses (y-y) $G_{PP} = 0,35 \times 0,50 \times 25 \times (2,95) = 11,06 \text{ kN}$
 - Poids des poutres non porteuses (x -x) $G_{PNP} = 0,30 \times 0,40 \times 25 \times (4,45 - 0,3) = 14,01 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $(4,08) \times (0,30)^2 \times 25 = 9,18 \text{ kN}$
 - Mur extérieur..... $2,81 \times 4,15 \times (4,08 - 0,45) = 42,33 \text{ kN}$
- $g = 153,69 \text{ kN}$**

D'où : **$G_6 = G_7 + g = 284,66 \text{ kN}$**

Poids revenant a entre sol :

Dalle corps creux :

- Poids plancher courant $G_{PC} = 5,59 \times 13,795 = 77,11 \text{ kN}$
 - Poids des poutres porteuses (y-y) $G_{PP} = 0,35 \times 0,50 \times 25 \times (2,95) = 12,91 \text{ kN}$
 - Poids des poutres non porteuses (x -x) $G_{PNP} = 0,30 \times 0,40 \times 25 \times (4,45 - 0,3) = 12,45 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $(3,74) \times (0,30)^2 \times 25 = 8,42 \text{ kN}$
- $g = 110,9 \text{ kN}$**

D'où : **$G_{\text{entre sol}} = G_{RDC} + g = 1317,7 \text{ kN}$**

Niv	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	a (cm)	MIN RPA (cm ²)	axb (cm ²)	Nser (kN)	σ_{ser} (MPa)	obs
P7	130,97	20,69	207,844	137,177	15,21	30x30	30x30	151,66	1,076	Ok
P6	284,66	55,18	467,061	308,260	21,81	30x30	30x30	339,84	2,412	Ok
P5	438,35	79,32	710,752	469,096	26,43	30x30	30x30	517,67	3,674	Ok
P4	592,04	103,47	954,459	629,942	30,31	30x30	35x35	695,51	4,937	Ok
P3	745,73	124,16	1192,97	787,363	33,66	30x30	35x35	869,89	4,727	Ok
P2	899,42	141,41	1426,33	941,379	36,61	30x30	40x40	1040,83	5,656	Ok
P1	1053,11	158,65	1659,67	1095,38	39,34	30x30	40x40	1211,76	5,203	Ok
RDC	1206,8	175,9	1893,03	1249,4	41,88	30x30	45x45	1382,7	5,937	Ok
E.sol	1317,7	193,14	2068,60	1365,27	43,69	30x30	45x45	1510,84	5,255	Ok

Tableau II.7 : Choix des sections des poteaux de rive

c. Poteau D'angle (1, E)

Soit S la surface reprise par le poteau : $S=8,89m^2$

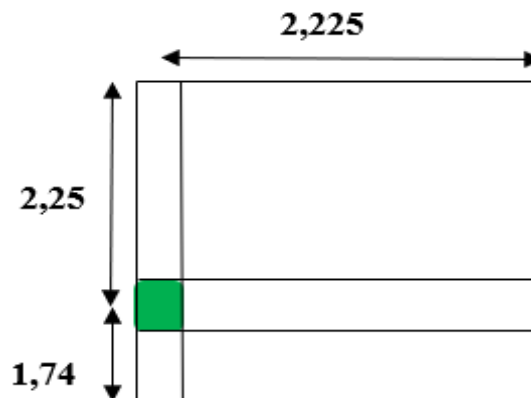


Figure II.11 : schéma de la surface la plus chargée de poteau d'angle.

Détermination des charges

➤ **Charge permanente**

Poids revenant à la terrasse :

Dalle en corps creux :

- poids plancher terrasse..... $G_{PT} = 6,41 \times 8,89 = 56,98 \text{ kN}$
 - Poids des poutres porteuses (y-y) $G_{PP} = 0,35 \times 0,50 \times 25 \times (2,075) = 9,01 \text{ kN}$
 - Poids des poutres non porteuses (x -x)..... $G_{PNP} = 0,30 \times 0,40 \times 25 \times (3,65) = 10,95 \text{ kN}$
 - Poids des poutres de chinage (noyau) (y-y) ... $G_{Pn} = 0,30 \times 0,40 \times 25 \times (2,075) = 6,23 \text{ kN}$
 - Poids des poutres de Acrotère..... $G_A = 3,86 \times 4,45 = 17,18 \text{ kN}$
-
- $G_7 = 100,35 \text{ kN}$**

Poids revenant au 6^{ème} étage :

Dalle corps creux :

- poids plancher courant $G_{PC} = 5,59 \times 8,89 = 49,7 \text{ kN}$
 - Poids des poutres porteuses (y-y) $G_{PP} = 0,35 \times 0,50 \times 25 \times (2,075) = 9,01 \text{ kN}$
 - Poids des poutres non porteuses (x -x)..... $G_{PNP} = 0,30 \times 0,40 \times 25 \times (3,65) = 10,95 \text{ kN}$
 - Poids des poutres de chinage (noyau) (y-y) $G_{Pn} = 0,30 \times 0,40 \times 25 \times (2,075) = 6,23 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $(4,08) \times (0,30)^2 \times 25 = 9,18 \text{ kN}$
 - Mur extérieur..... $2,81 \times 3,35 \times (4,08 - 0,45) = 34,17 \text{ kN}$
-
- $g = 119,24 \text{ kN}$**

D'où : **$G_6 = G_7 + g = 219,59 \text{ kN}$**

Poids revenant a entre sol :

Dalle corps creux :

- Poids plancher courant $G_{PC} = 5,59 \times 8,89 = 49,7 \text{ kN}$
 - Poids des poutres porteuses (y-y) $G_{PP} = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times (2,075) = 7,78 \text{ kN}$
 - Poids des poutres non porteuses (x -x) $G_{PNP} = 0,30 \times 0,40 \times 25 \times (3,65) = 10,95 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $(3,74) \times (0,30)^2 \times 25 = 8,42 \text{ kN}$
-
- $g = 76,85 \text{ kN}$**

D'où : **$G_{\text{entre sol}} = G_{RDC} + g = 1011,88 \text{ Kn}$**

Niv	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	a (cm)	MIN RPA (cm ²)	axb (cm ²)	Nser (kN)	σ_{ser} (MPa)	obs
P7	100,35	20,69	166,507	109,895	13,82	30x30	30x30	121,04	0,859	Ok
P6	219,59	55,18	379,216	250,282	19,85	30x30	30x30	274,77	1,950	Ok
P5	338,83	79,32	576,400	380,424	24,00	30x30	30x30	418,15	2,968	Ok
P4	458,07	103,47	773,599	510,575	27,49	30x30	35x35	561,54	3,986	Ok
P3	577,31	124,16	965,608	637,301	30,48	30x30	35x35	701,47	3,812	Ok
P2	696,55	141,41	1152,45	760,622	33,11	30x30	40x40	837,96	4,554	Ok
P1	815,79	158,65	1339,29	883,932	35,54	30x30	40x40	974,44	4,184	Ok
RDC	935,03	175,9	1526,14	1007,25	37,80	30x30	45x45	1110,93	4,770	Ok
E.sol	1011,88	193,14	1655,74	1092,79	39,29	30x30	45x45	1205,02	4,191	Ok

Tableau II.8 : Choix des sections des poteaux d'angle.

Conclusion

Pour avoir une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, et pour faciliter la réalisation il est préférable de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux.

Finalement on adopte les sections suivantes :

NIVEAUX	SECTIONS
Étage technique	35x35
7 ^{ème}	35x35
6 ^{ème}	35x35
5 ^{ème}	35x35
4 ^{ème}	40x40
3 ^{ème}	40x40
2 ^{ème}	45x45
1 ^{ère}	45x45
RDC	50x50
Entre sol	50x50

Tableau II.9 : Choix final des sections des poteaux

II.6. Pré dimensionnement Des Voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de **RPA99 version 2003** [1]

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

D'après le **RPA99 version 2003** article 7.7.1 les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition : $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

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 indiquées.

$e \geq (h_e/25; h_e/22; 15 \text{ cm})$.

Dans notre cas : $e \geq \max (15\text{cm} ; h_e/22)$

- **Pour étage courant** ($h = 4,08\text{m}$)

$h_e = 4,08 - 0,50 = 3,58 \text{ m}$

$e \geq \max (15\text{cm}; 358/22) \implies e \geq 15 \text{ cm}$

Soit l'épaisseur des voiles : **$e = 20\text{cm}$**

- **Pour étage entre sol** ($h = 3,74\text{m}$)

$h_e = 3,74 - 0,50 = 3,24 \text{ m}$

$e \geq \max (15\text{cm} ; 324/22) \implies e \geq 15 \text{ cm}$

- **Pour étage technique** ($h = 3,4\text{m}$)

$h_e = 3,4 - 0,50 = 2,9 \text{ m}$

$e \geq \max (15\text{cm} ; 290/22) \implies e \geq 15 \text{ cm}$

Conclusion :

D'après le « **RPA 99 modifié en 2003** » [1]

$e \geq 15 \text{ cm}$

Donc On adopte l'épaisseur des voiles : **$e = 20\text{cm}$** sur toute la hauteur de la structure.

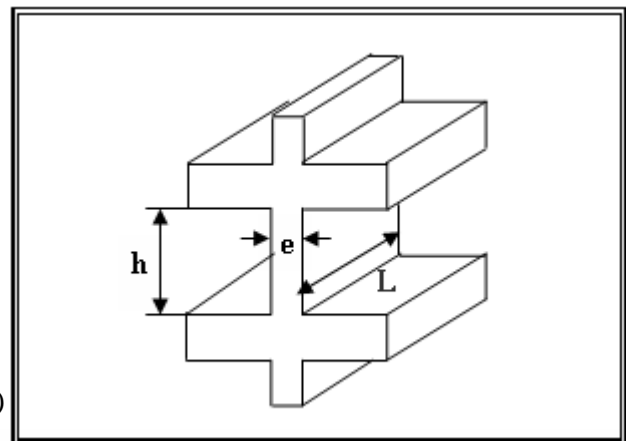


Figure II.12 : Coupe de voile en élévation

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 L'Acrotère ;

III.1.1 Définition :

L'acrotère est une console encastrée au plancher terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur. L'effort normal provoqué par le poids propre et le moment de flexion provoqué par la main courante est de : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

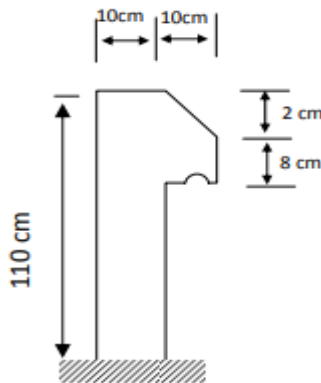


Figure III.1 : L'acrotère

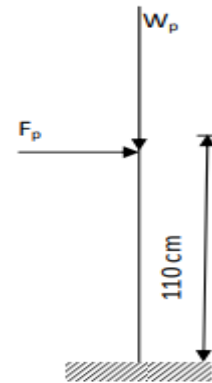


Figure III.2 : Sollicitation de l'acrotère

III.1.2 Calcul Des charges sollicitant l'acrotère :

A) Charge permanente et charge d'exploitation :

A.1. Charge permanente :

$$G = 3,86 \text{ kN/ml}$$

A.2. Charge d'exploitation :

$$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$$

B) Détermination des efforts :

➤ L'action des forces horizontales Qh : (Fp)

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

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) **RPA99 V2003**

(Zone III , groupe d'usage B1) [A=0,3]

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

Wp : Poids de l'acrotère = 3,86 KN.

$$F_p = 4 \times 0,3 \times 0,8 \times 2,12 = 3,705 \text{ KN.}$$

$$Q_u = \max (1,5Q ; F_p) = \max (1,5 \text{ KN} ; 3,705 \text{ KN}).$$

$$Q_u = Q_h = 3,705 \text{ KN.}$$

B.1. Calcul des efforts à l' ELU :

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 3,86 = 5,211 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \cdot Q_h \cdot H = 6,113 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1,5 \times F_p = 5,558 \text{ KN}$$

B.2. Calcul des efforts à l' ELS :

$$N_s = G = 3,86 \text{ kN}$$

$$M_s = Q_h \times h = 4,076 \text{ KN.m}$$

$$T_s = F_p = 3,706 \text{ KN}$$

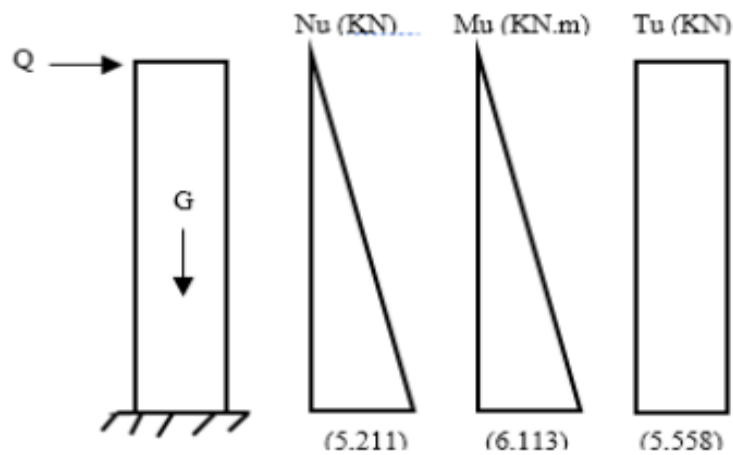


Figure III.3: Diagramme des efforts à l'ELU.

III.1.3 Ferrailage de l'acrotère :

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

Données :

$$h = 10 \text{ cm} ; \quad b = 100 \text{ cm}, \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \quad M_U = 6,113, \text{ kN.m},$$

$$N_U = 5,211 \text{ kN}, \quad \sigma_b = 14,2 \text{ MPa}, \quad F_e = 400 \text{ MPa}, \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

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

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

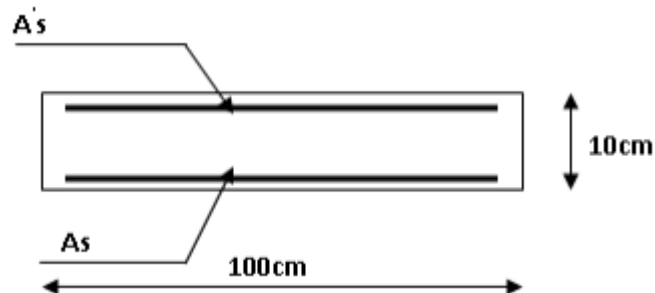


Figure III.4: Ferrailage de l'acrotère.

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{6,113}{5,211} = 1.1731 \text{ m}$$

On a $e_0 = 117,31 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{SPC}$

\Rightarrow Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc le calcul se fait comme une section à un moment de flexion fictif tel que :

$$M_F = Mu + N_U (h/2 - c') = 6,24 \text{ KNm}$$

D'après l'organigramme I :

$$M = M_F = 1,6 \text{ kN.m}$$

$$\mu = 0,054 < \mu_r \Rightarrow A_S' = 0 \quad (\text{les aciers comprimés ne sont pas nécessaires})$$

$$\alpha = 0,07 ; Z = 8,75 \text{ cm}$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10\% \text{ d'où } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_S = 2,0755 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où } A_1 = A_S' \quad \text{et } A_2 = A_S \frac{N}{\sigma_s} = 207,55 - \frac{5,211 \cdot 10^3}{348} = 192,58 \text{ mm}^2$$

On obtient : $A_1 = 0$ et $A_2 = 1,93 \text{ cm}^2$

A. Condition de non fragilité :

$$A_{S \min} \geq 0,23 b d (f_{t28} / f_e) = 0,23 \times 100 \times 9 \times (2,1/400) = 1.087 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_S = \max (A_2 ; A_{\min}) = 1,93 \text{ cm}^2$$

La section choisie est 6T6 avec $A_S = 1,7 \text{ cm}^2$ avec un espacement

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

B. Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_S}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,43 \text{ cm}^2$$

La section choisie est $A_r = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = \frac{110-4}{3} = 35,33 \text{ cm}$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

III.1.4 Vérification à L'ELS :

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme.

(Flexion composée à ELS)

➤ Position de l'axe neutre :

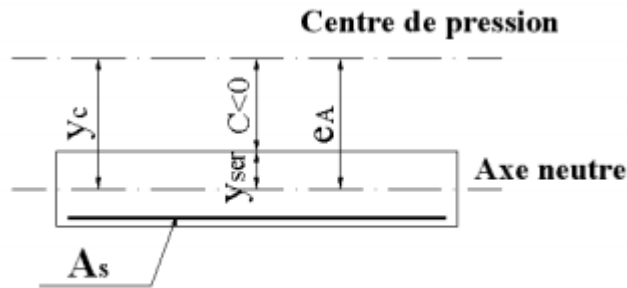


Figure III.5 Distance de l'axe neutre

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{4,076}{3,86} = 105,6 \text{ cm};$$

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

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

$$C = d - e_a \quad \text{Avec } e_a = d - \frac{h}{2} + e_0 = 109,62 \text{ cm}$$

$$C = 9 - 52,11 = - 100,62 \text{ cm}$$

D'après le **BAEL91 modifié 99** on doit résoudre l'équation suivante :

$$y_2^3 + P y_2 + q = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

$$p = -3 C^2 - \frac{90 A'_s (C - C')}{b} + \frac{90 A_s (d - C)}{b} = -3 C^2 + \frac{90}{b} A_s (d - C)$$

$$q = -2 C^2 - \frac{90 A'_s (C - C')^2}{b} - \frac{90 A_s (d - C)^2}{b} = -2 C^2 + \frac{90}{b} A_s (d - C)^2$$

$$\Rightarrow p = -30205,43 \text{ cm}^2; \quad q = 2019045,8 \text{ cm}^2$$

➤ La solution de l'équation est donnée par le **BAEL91** :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4P^3}{27} \right) = -1,273 \cdot 10^{10}$$

$$\cos \phi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,93 \Rightarrow \phi = 171,89^\circ$$

$$\text{On a : } a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 200,68 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } Y_1 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) = -200,46 \text{ cm}$$

$$Y_2 = a \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 108,43 \text{ cm}$$

$$Y_3 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) = -92,03 \text{ cm}$$

La solution qui convient : $Y_c = 108,43 \text{ cm}$

$$0 < Y_{ser} = Y_c + c < d$$

$$0 < Y_{ser} = 108,43 - 100,62 = 7,81 < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} Y_{ser} = 7,81 \text{ cm} \\ Y_c = 108,43 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Calcul le moment d'inertie de la section homogène réduite :**

$$I = \frac{b}{3} y_{SER}^3 + 15[A'_S(y_{ser} - c')^2 + A_S(d - y_{ser})^2]$$

Avec : $A_S' = 0$

$$I = 15915,43 \text{ cm}^2$$

➤ **Le coefficient angulaire des contraintes est :**

$$k = \frac{N_s}{I} Y_c = \frac{3,86 \cdot 10^3 \times 108,43 \times 10}{15915,43 \cdot 10^4} = 0,026 \text{ N/mm}^2$$

A. Contrainte du béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k Y_{ser} = 0,026 \times 7,81 \cdot 10 = 2,051 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,051 < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

B. Contrainte de l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right\} = 250 \text{ MPa} . \quad \eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = 15 K (d - y_{SER}) = 4,69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$$\sigma_s' = 15 K (d - y_{SER}) = 26,86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

III.1.5 Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{5,558.10^3}{90 \times 10^3} = 0,06 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,06 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

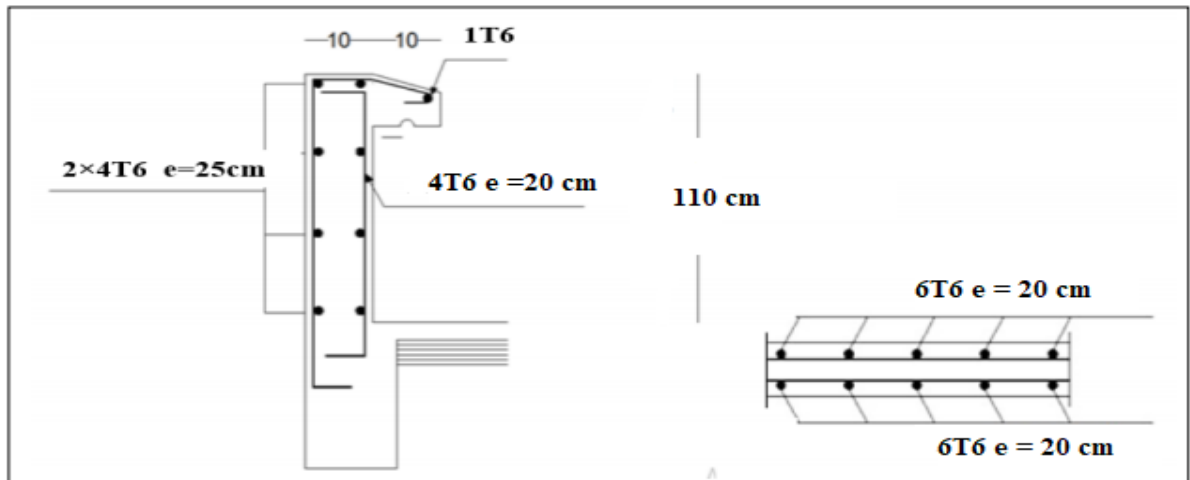
III.1.6. Disposition constructive :

Figure III.6 : Ferrailage longitudinale de l'acrotère

III.2. Etude des planches :**III.2.1. Introduction :**

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont un rôle important dans la structure :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux. Dans notre structure, on a un type de plancher :
- Plancher à corps creux,

III.2.2. Plancher à corps creux

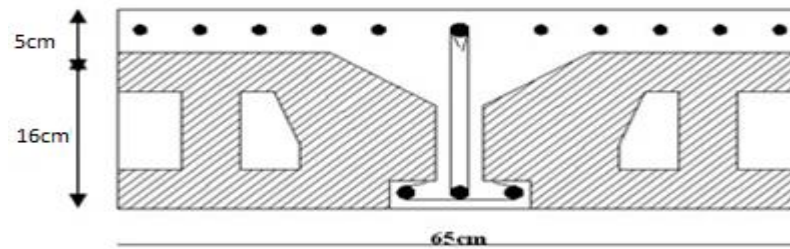


Figure III.7 : Dimension du corps creux

III.2.3. Dimensionnement de la poutrelle :

On: $h_t = 21\text{cm}$; avec $h_0 = 5\text{ cm}$; $h=16\text{cm}$

On a: $b_0 = 12\text{ cm}$, $b=65\text{cm}$

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

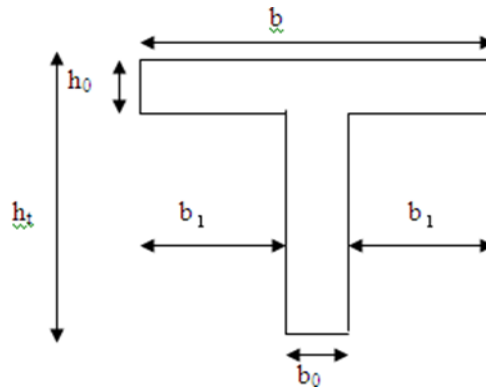


Figure III.8 : dimensions de la poutrelle.

III.2.4. Calcul des poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

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

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

✚ Poutrelle de travée $L=4,50\text{m}$

✚ 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 $Q=1\text{kN/m}^2$

Evaluation des charges et surcharges :

❖ **Charges permanentes :**

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

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82 \text{ kN/ml}$

G=1,97kN/ml

❖ **Charges d'exploitation :**

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

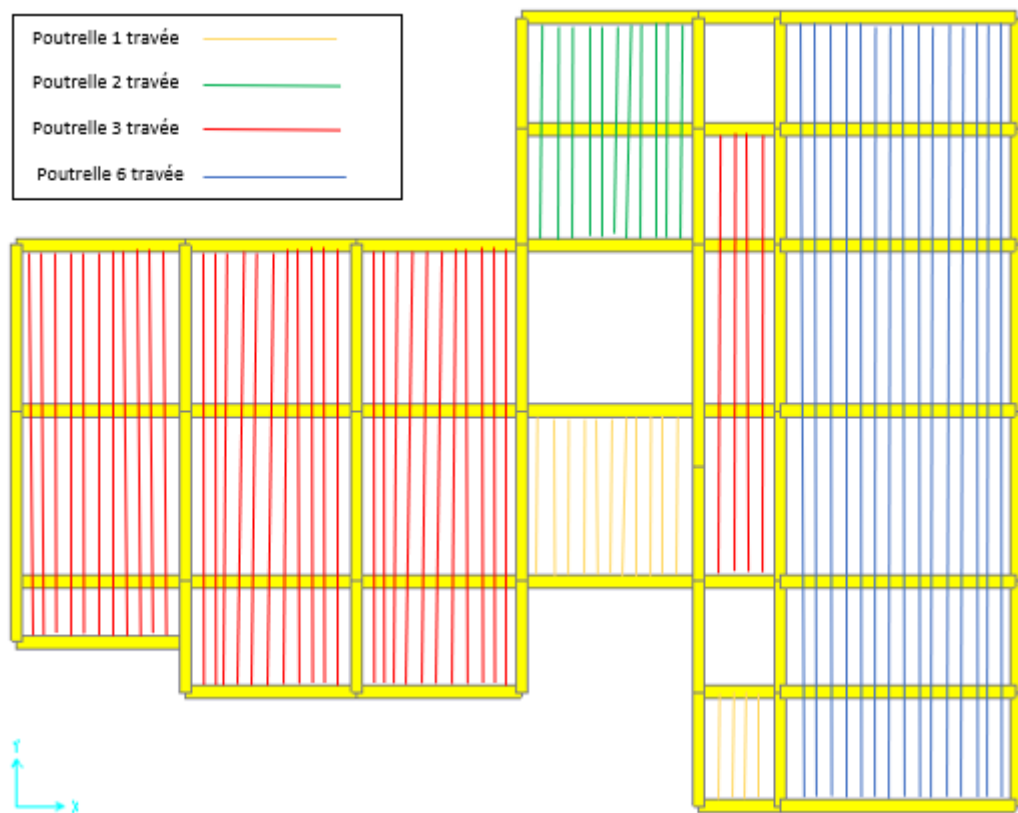


Figure III.9 : Les types des poutrelles.

Combinaison des charges :

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,64 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 2,62 \text{ kN/ml}$

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,64 \times (4,50)^2}{8} = 9,19 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,62 \times (4,50)^2}{8} = 6,63 \text{ kNm}$$

Ferraillage :

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

$M_u=9,19\text{kNm}$; $b=12\text{cm}$; $d=4,5\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{Mpa}$

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 2,669 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

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 étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elles fléchissent.

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

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

A- Evaluation des charges et surcharges :❖ **Plancher terrasse :**➤ **Charge permanentes :**

$$G=6,41 \times 0,65=4,17 \text{ kN/ml}$$

❖ **Surcharges d'exploitation :**

$$Q=1,5 \times 0,65=0,975 \text{ kN/ml}$$

❖ **Plancher courant :**➤ **Charge permanente :**

$$G=5,59 \times 0,65=3,63 \text{ kN/ml}$$

❖ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q=2,5 \times 0,65=1,625 \text{ kN/ml}$$

B- Combinaison des charges :

❖ **Plancher terrasse :**

E.L.U : $q_u=1,35G+1,5Q=7,09 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser}=G+Q=5,145 \text{ kN/ml}$

❖ **Plancher courant**

E.L.U : $q_u=1,35G+1,5Q=7,338 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser}=G+Q=5,255 \text{ kN/ml}$

Conclusion :

Le plancher courant est le plus sollicité.

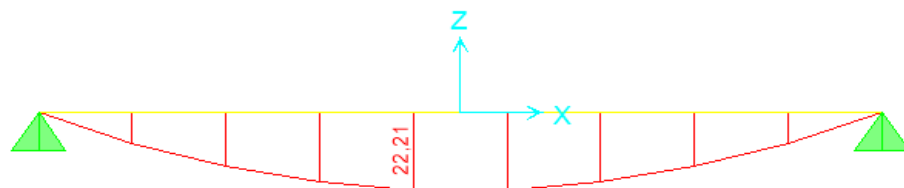
C- Calcul des efforts internes :

Méthode des éléments finis (SAP2000)

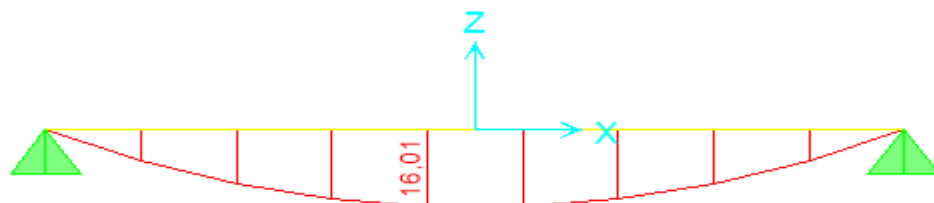
➤ **TYPE 01 :** Poutrelle à (1) travée avec $L = 4,45 \text{ m}$

Diagrammes des moments fléchissant :

ELU

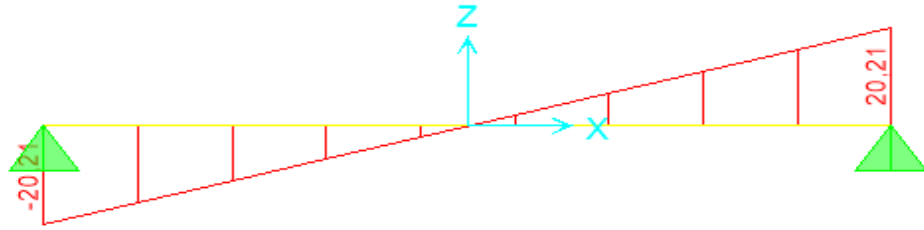


ELS



Diagrammes des efforts tranchants :

ELU



ELS

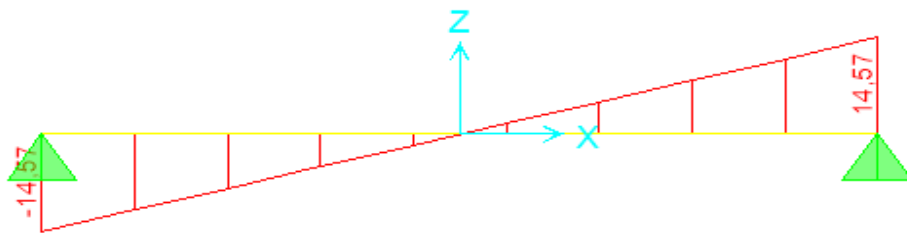
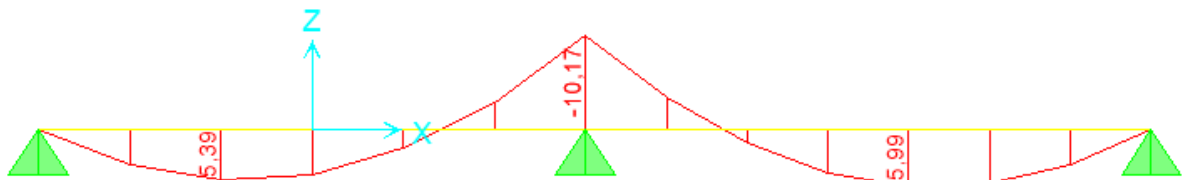


Figure III.10 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle type 1

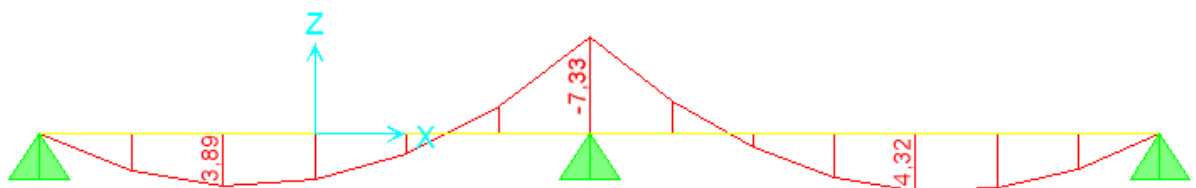
➤ **TYPE 02** : Poutrelle à (2) travée avec $L_1 = 2,95$ m $L_2 = 3,05$ m

Diagrammes des moments fléchissant :

ELU

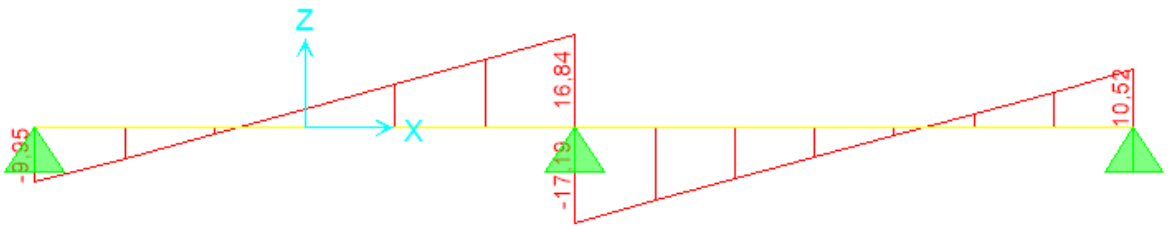


ELS



Diagrammes des efforts tranchants :

ELU



ELS

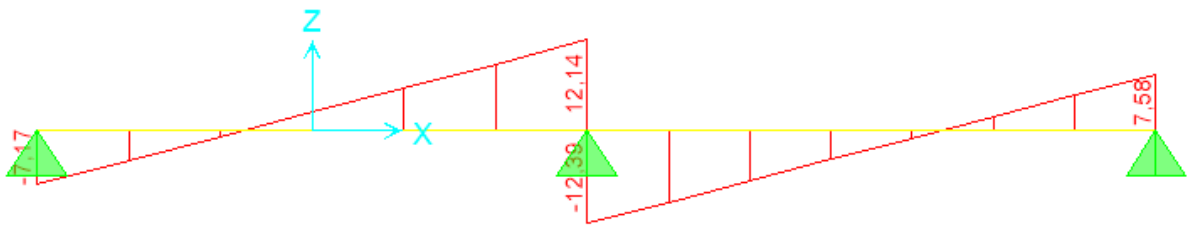


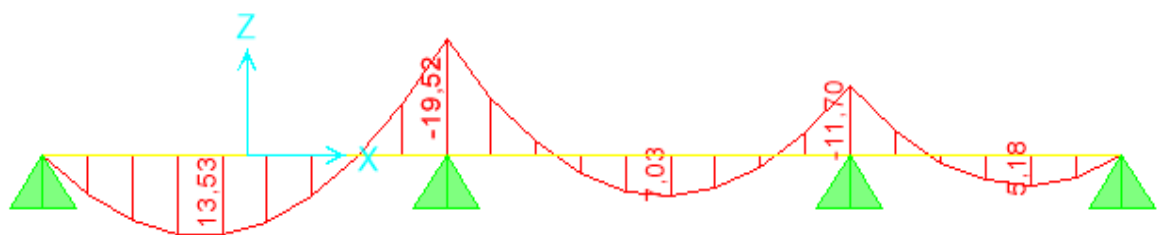
Figure III.11 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle type 2

➤ **TYPE 03** : Poutrelle à (3) travée avec $L_1 = 4,45$ m $L_2 = 4,45$ m

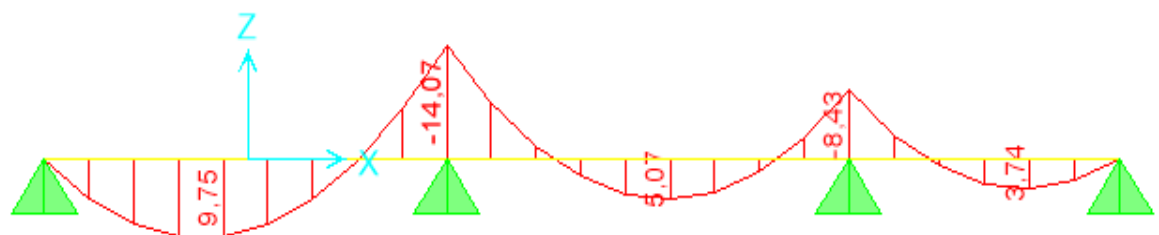
$L_3 = 3$ m

Diagrammes des moments fléchissant :

ELU

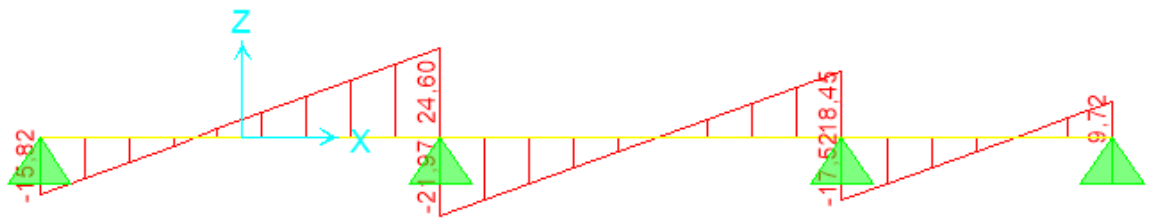


ELS



Diagrammes des efforts tranchants :

ELU



ELS

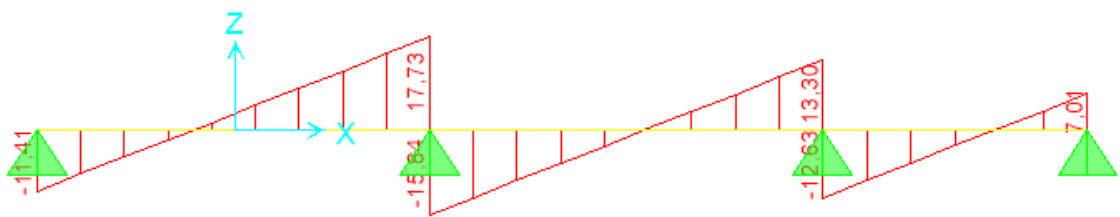
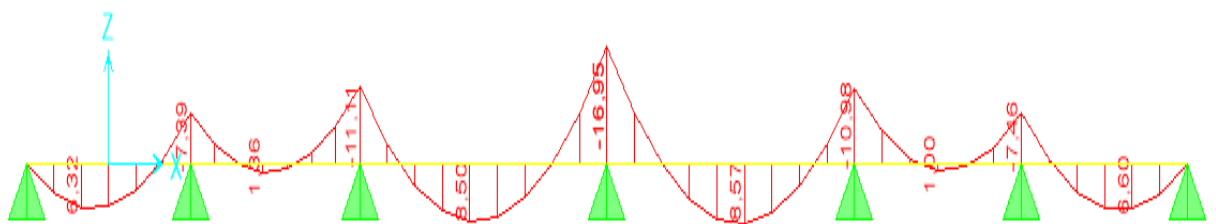


Figure III.12 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle type 3

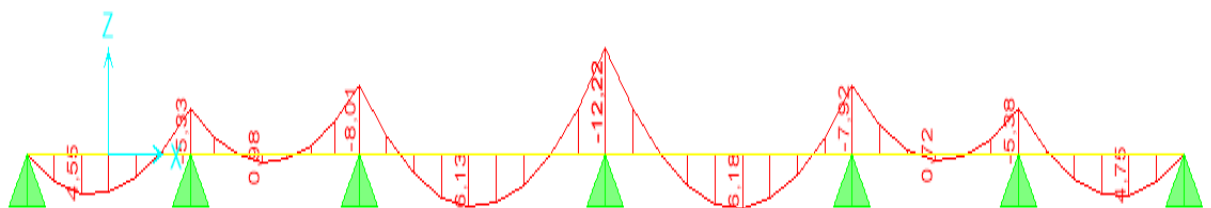
- **TYPE 04** : Poutrelle à (2) travée avec $L_1 = 2,95$ m $L_2 = 3,05$ m
 $L_3 = 4,45$ m $L_4 = 4,45$ m $L_5 = 3$ m $L_6 = 3$ m

Diagrammes des moments fléchissant :

ELU

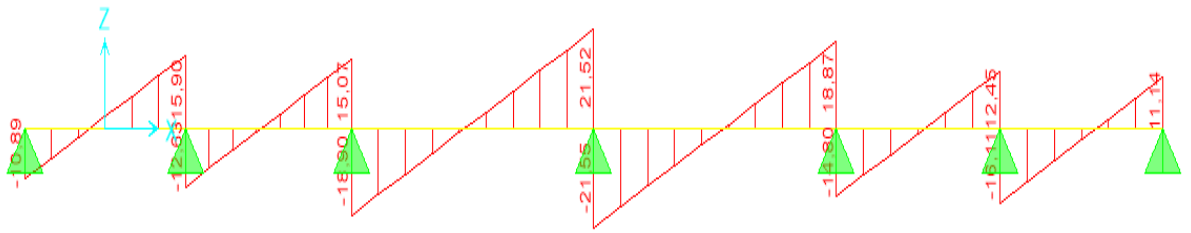


ELS



Diagrammes des efforts tranchants :

ELU



ELS

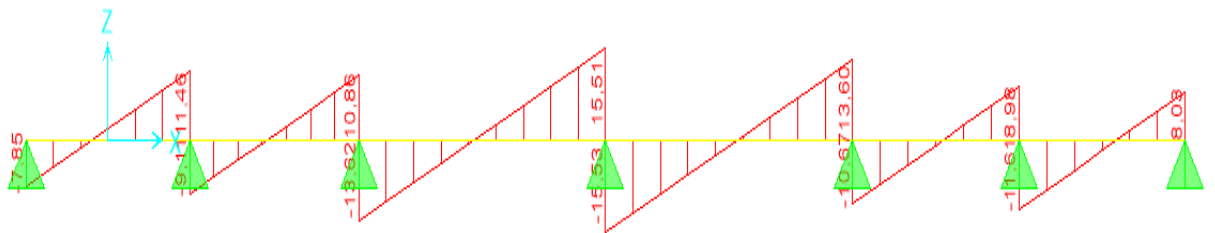


Figure III.13 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle type 4

III.2.5. Calcul du ferrailage :

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

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

	ELU			ELS	
	M_{tu}^{max}	M_{au}^{max}	T_u^{max}	M_{tser}^{max}	M_{aser}^{max}
Sollicitations	22,21 x 0,8 =17,77	-19,52	24,6	16,01 x 0,8 =12,81	-14,07
Référence	Type 01	Type 03	Type 03	Type 01	Type 03

Tableau III.1 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS

III.2.5.1 Ferrailage en travée :

$h=21\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18,9\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

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.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 75,526kNm$$

On a: $M_{tu} = 17,77 \text{ Kn,m} < M_{tab}$

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

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

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z(cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
17,77	0,054	Oui	0	0,069	18,38	348	2,77

Tableau.III.2 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48\text{cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,48\text{cm}^2 ; 2,77\text{cm}^2\} 2,77\text{cm}^2$$

Choix : 3T12 ($A_s = 3,39\text{cm}^2$)

III.2.5.2. Ferrailage sur appuis :

On a : $M_{au}^{\max} = 19,52 \text{ kNm} < M_{tab} = 75,526\text{kNm}$

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

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
19,52	0,059	Oui	0	0,076	18,33	348	3,06

Tableau.III.3 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27\text{cm}^2$$

$$A_s = 2,36\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 0,27\text{cm}^2$$

Choix : 2T14 ($A_s = 3,08\text{cm}^2$)

III.2.6. Vérifications :

III.2.6.1 Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 24,60\text{kN}$.

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

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

3,33MPa..... Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d_u} = 1,08 < \bar{\tau}_u \text{ Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

- **Appuis de rives :**

- **Vérification de la compression du béton [1] :**

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

Avec : $T_u = 20,21\text{kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{20,21 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,99\text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67\text{MPa} \text{ Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1] :**

$$A_s = 3,08\text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{f_e} = 0,58\text{cm}^2 \text{ Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression [1] :**

$$\begin{aligned} \sigma_b \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} &= \frac{24,6 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 1,205\text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ &= 6,67\text{MPa} \text{ Vérifiée} \end{aligned}$$

- Vérification des armatures longitudinales [1] :

$$A_s = 3,08 \geq T_u^{max} - \frac{M_{au}}{0,9d} = -2,55 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

III.2.6.2 Vérification à l'E.L.S :

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

Vérification des contraintes du béton [1] :

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

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

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

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

- **Détermination de l'axe neutre :**

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

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

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

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

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

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ 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 :

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

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	12,81	3,39	0	4,6	12507,27	4,71	Vérifiée
Appuis	14,07	3,06	0	7,57	7627,32	13,96	Vérifiée

Tableau.III.4 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

III.2.6.3 Vérification de la flèche :

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

Les conditions à vérifier : [3]

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

Avec:

h=21cm; b₀=12cm; d=18,9cm; L=4,45m; M_{tser}=12,81kNm; M₀=16,01kNm; A_s=3,39cm² ; f_e=400MPa.

Alors :

- $\frac{h}{L} = 0,0472 < 0,0625 \dots \dots \dots non\ vérifiée$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0149 > 0,0105 \dots \dots \dots non\ vérifiée$
- $\frac{h}{L} = 0,0472 < 0,08 \dots \dots \dots non\ vérifiée.$

Puisque les (03) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : Δf_T = f_v - f_i ≤ f̄ [1].

Tel que : f̄ = $\frac{L}{500} = 0,89cm$ (L < 4,45m)

f_i: La flèche due aux charges instantanées.

f_v: La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre « y_1 » [1] :

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

- Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » [1] :

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

- Calcul des moments d'inerties fictifs [3] :

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

Avec :

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

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

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

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

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

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

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)
12,81	3,39	6,17	0,0359	199,93	1,15	0,45	0,88	18793,72	20427,96	47458,89

Tableau.III.5 : Récapitulatif du calcul de la flèche

- Calcul des modules de déformation :

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

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

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_iI_{fi}} = 0,39cm \quad (L = 4,45m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10E_vI_{fv}} = 0,5cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,11 cm < \bar{f} = 0,89cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

D. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

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

➤ « BAEI 91 modifié 99 » [1] :

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

• « RPA 99 version 2003 » [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots \dots \dots \text{Zonenodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zonecourante} \end{array} \right.$$

Avec :

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

Ø_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

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

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

Donc :

- Selon le « BAEL 91 modifié 99 » [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,069\text{cm} \\ \bullet S_t \leq 17,01\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 2,7 \cdot 10^{-2}\text{cm} \end{array} \right.$$

- Selon le « RPA 99 version 2003 » [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036\text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 5,25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \quad . \\ \bullet S_t \leq 10,50\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \quad . \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

$$A_t = 2\pi\varnothing_t^2/4 = 0,57\text{cm}^2$$

On adopte : $A_t = 2\varnothing_6 = 0,57\text{cm}^2$

Choix des espacements :

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

$$\text{Donc: } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \quad . \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \quad . \end{array} \right.$$

III.2.7 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.

$$\text{Si } \left\{ \begin{array}{l} 50 \leq L \leq 80\text{cm} \dots A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50\text{cm} \dots A_2 = \frac{200}{f_e} \end{array} \right. [2]$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A2 : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que :

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

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

On prend : $4\text{T}6=1,51\text{cm}^2$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

En prend $S_t = 25\text{cm}$

Armatures de répartition

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,75\text{cm}^2$$

Soit : $3\text{T}6= 0,85\text{ cm}^2$ $S_t=30\text{cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 30cm suivant les deux sens

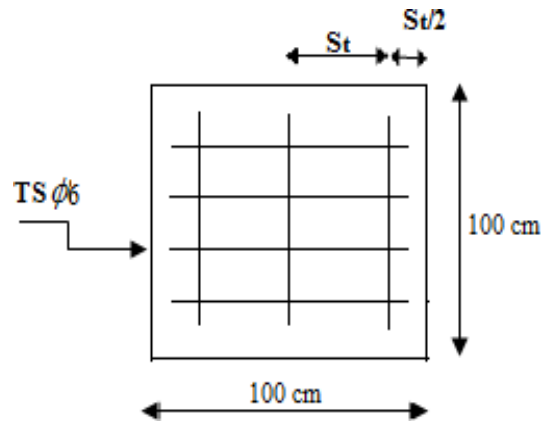


Figure III.14: Disposition constructive des armatures de la table de compression

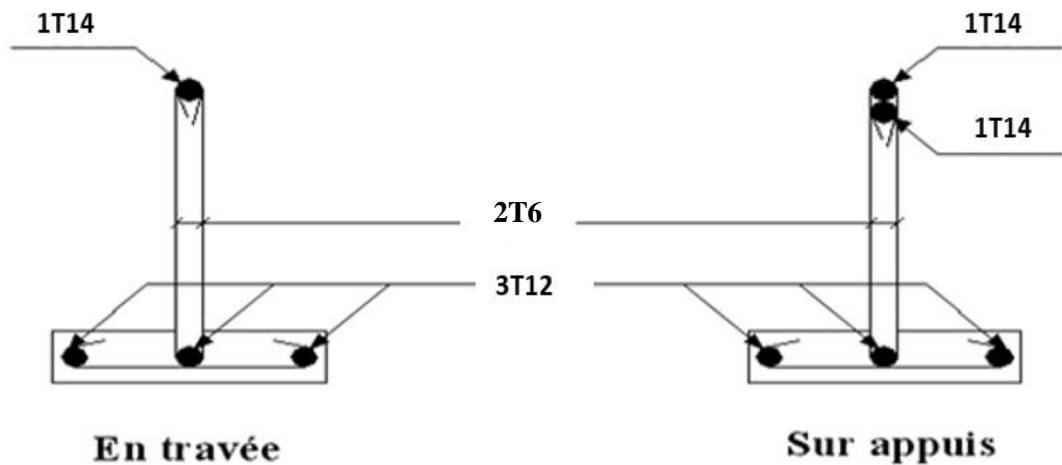


Figure III.15 : ferrailage des poutrelles en travée, et en appuis

III.3 LES ESCALIERS :**III.3.1 Introduction :****• Définition générale**

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers

• Composition d'un escalier

l est caractérisé par :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M)
- Le 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.

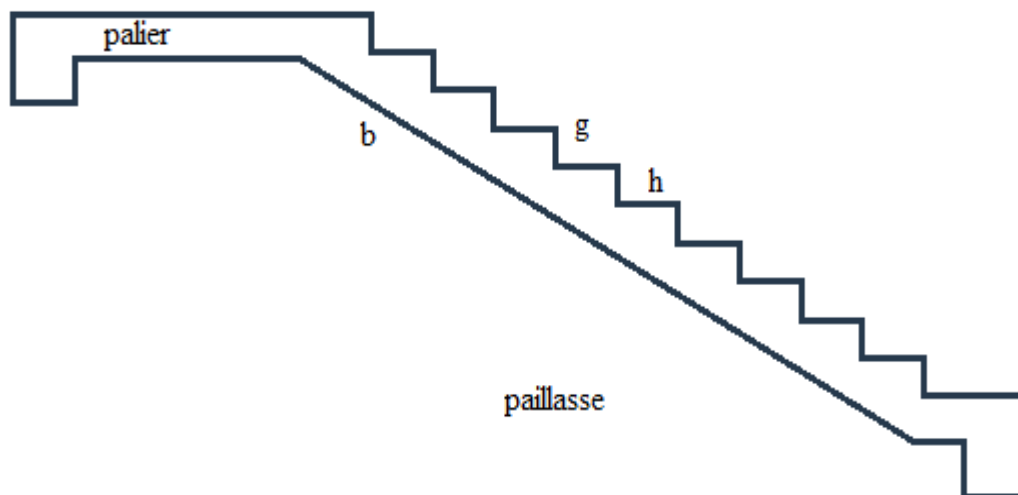


Figure III.16 : Composition d'un escalier

III.3.2 Dimensionnement de l'escalier :

Le choix de dimension se fait en fonction de la condition d'utilisateur et de destination de l'ouvrage ; pratiquement on doit remplir les conditions suivantes :

- Pour passer d'un étage à l'autre, on prend « **h** » entre 14 et 20cm :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm} \text{ « norme de confort »}$$

Et « **g** » entre le 22 cm et 33cm : $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

- Pour vérifier que la condition convient, on utilise la Formule empirique de « *BLONDEL* » : $g+2h=m$

Avec : $59\text{cm} \leq m \leq 66\text{cm}$

Dans notre cas nous avons :

$$14 \text{ cm} \leq h = 17 \text{ cm} \leq 20\text{cm}$$

$$22 \text{ cm} \leq g = 30 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq g+2h = 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$$

Donc on adopte : **h = 17 cm et g = 30 cm.**

Hauteur de la marche $h = 17 \text{ cm}$

Le giron = 30cm

Nombre de contres marches $n = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24$

Nombre de marches $n - 1 = 23$

➤ **Vérification de l'équation de « *BLONDEL* » :**

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

➤ Détermination de l'épaisseur de la pailasse :

✚ Volée 1

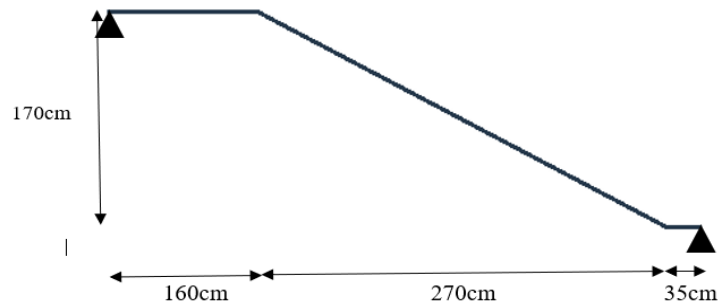


Figure III.17 : Schéma Statique De Volée 1

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20} \quad \Rightarrow \quad 17,8 \leq e \leq 26,7 \text{ cm}$$

Avec : $l = \sqrt{L^2 + H^2} + 0,35 + 1,65 = \sqrt{(2,7)^2 + (1,7)^2} + 0,35 + 1,65 = 5,34 \text{ m}$

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

➤ Angle d'inclinaison de la pailasse :

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{270} = 0,93 \Rightarrow \alpha = 32,2^\circ$$

✚ Volée 2

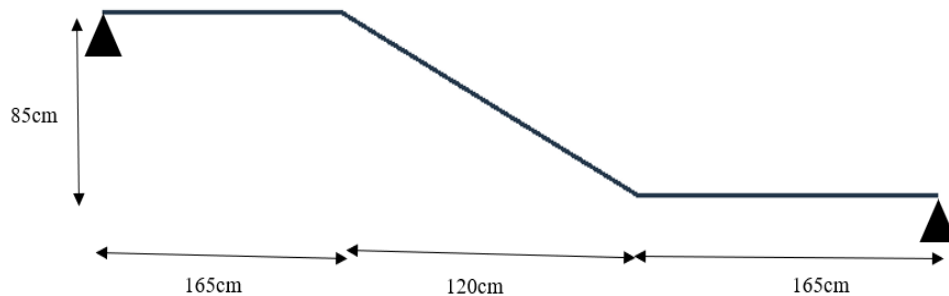


Figure III.18 : Schéma Statique De Volée 2

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20} \quad \Rightarrow \quad 15,9 \leq e \leq 23,85 \text{ cm}$$

Avec : $l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,65 + 1,65 = \sqrt{(1,2)^2 + (0,85)^2} + 1,65 + 1,65 = 4,77 \text{ m}$

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

➤ Angle d'inclinaison de la pailasse :

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{85}{120} = 0,71 \Rightarrow \alpha = 35,31^\circ$$

✚ Volée 3

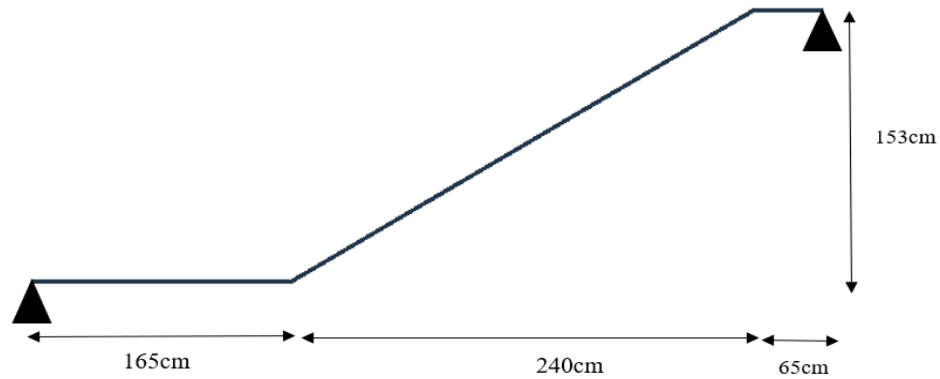


Figure III.19 : Schéma Statique De Volée 3

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20} \quad \Rightarrow \quad 17,15 \leq e \leq 25,73 \text{ cm}$$

Avec : $l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,65 + 1,65 = \sqrt{(2,4)^2 + (1,53)^2} + 1,65 + 0,65 = 5,15 \text{ m}$

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

➤ Angle d'inclinaison de la pailasse :

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,638 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

III.3.3 Evaluation des charges :

III.3.3.1 Charges permanentes :

➤ A PALIER :

Désignation de l'élément	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$E_p \text{ (m)}$	$G \text{ (KN/m}^2)$
Carrelage	20	0,02	0,4
palire	25	0,2	5
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,03	0,54
Enduit en ciment	18	0,02	0,36
Σ	/	/	6,7

Tableau.III.6 : Les charges permanentes de palier

➤ Paillasse :

Désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (m)	G (KN/m ²)
Paillasse	25	0,2/cos32.2 0,2/cos35.31 0,2/cos32.52	5,91 6,13 5,93
Carrelage	20	0,02	0,4
Marche	25	0,17/2	2,13
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Enduit en ciment	18	0,02	0,36
Garde de corps	/	/	0,6
Σ	/	/	9,8 10,2 9,82

Tableau.III.7 : Les charges permanentes de paillasse

$$G_{palier} = 6,70 \text{ kN/m}^2; G_{paillasse} = 10,2 \text{ kN/m}^2$$

III.3.3.2 Charge d'exploitation :

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

III.3.4 Combinaison des charges

ELU : 1,35G + 1,5Q

ELS: G+Q

Combinaison	Le paillasse (kN /m ²)	Le palier (kN /m ²)
ELU	17,52	12,80
ELS	12,7	9,20

Tableau III.8 : combinaison des charges

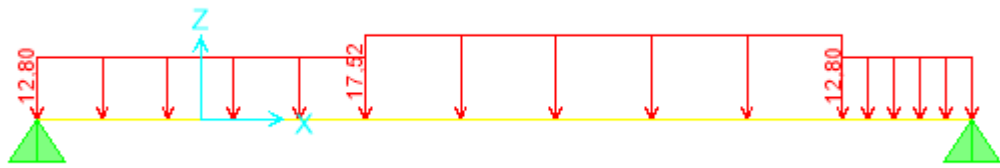


Figure III.20 : Schéma statique de l'escalier chargé le plus sollicité.

III.3.5 Diagramme des efforts interne :

On a utilisé le logiciel SAP 2000 pour confirmées les résultats le plus défavorables.

Moment fléchissant

E.L.U :

E.L.S :

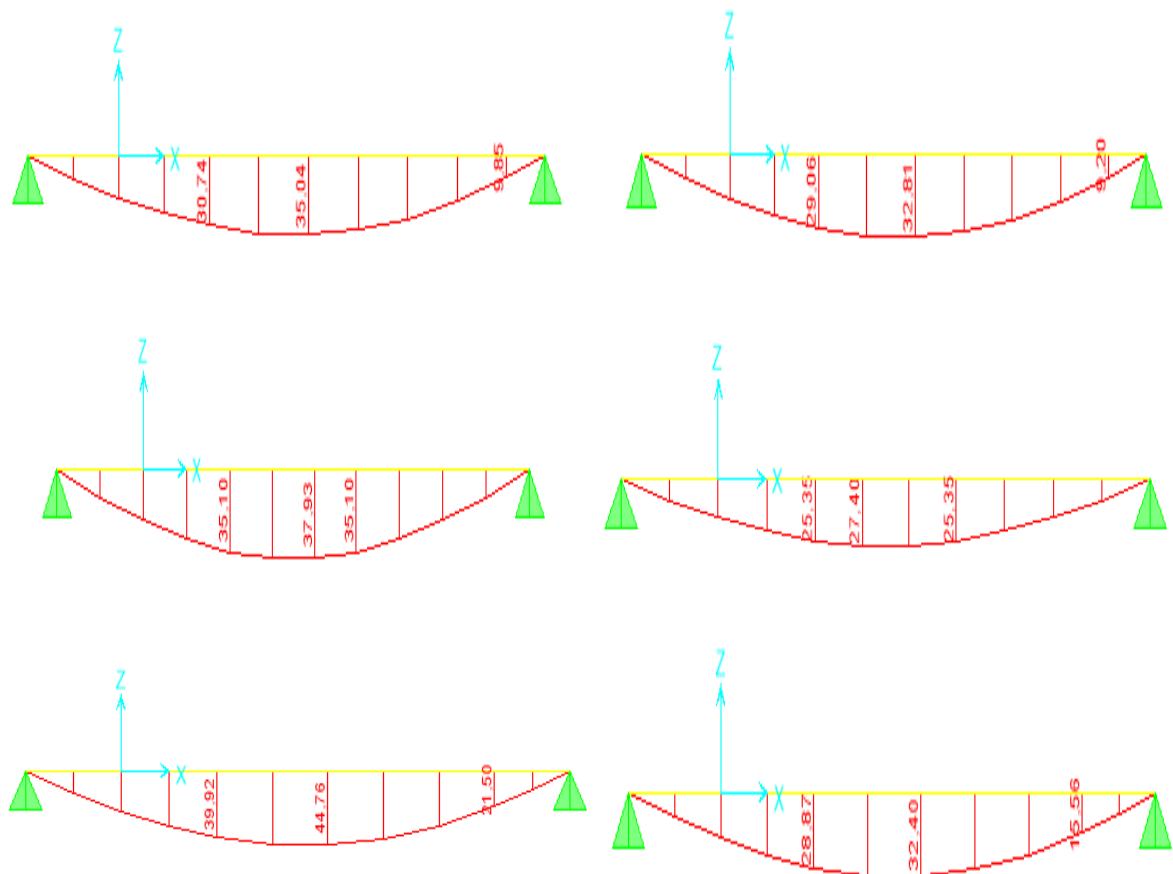


Figure III.21 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU et l'ELS

L'effort tranchant :

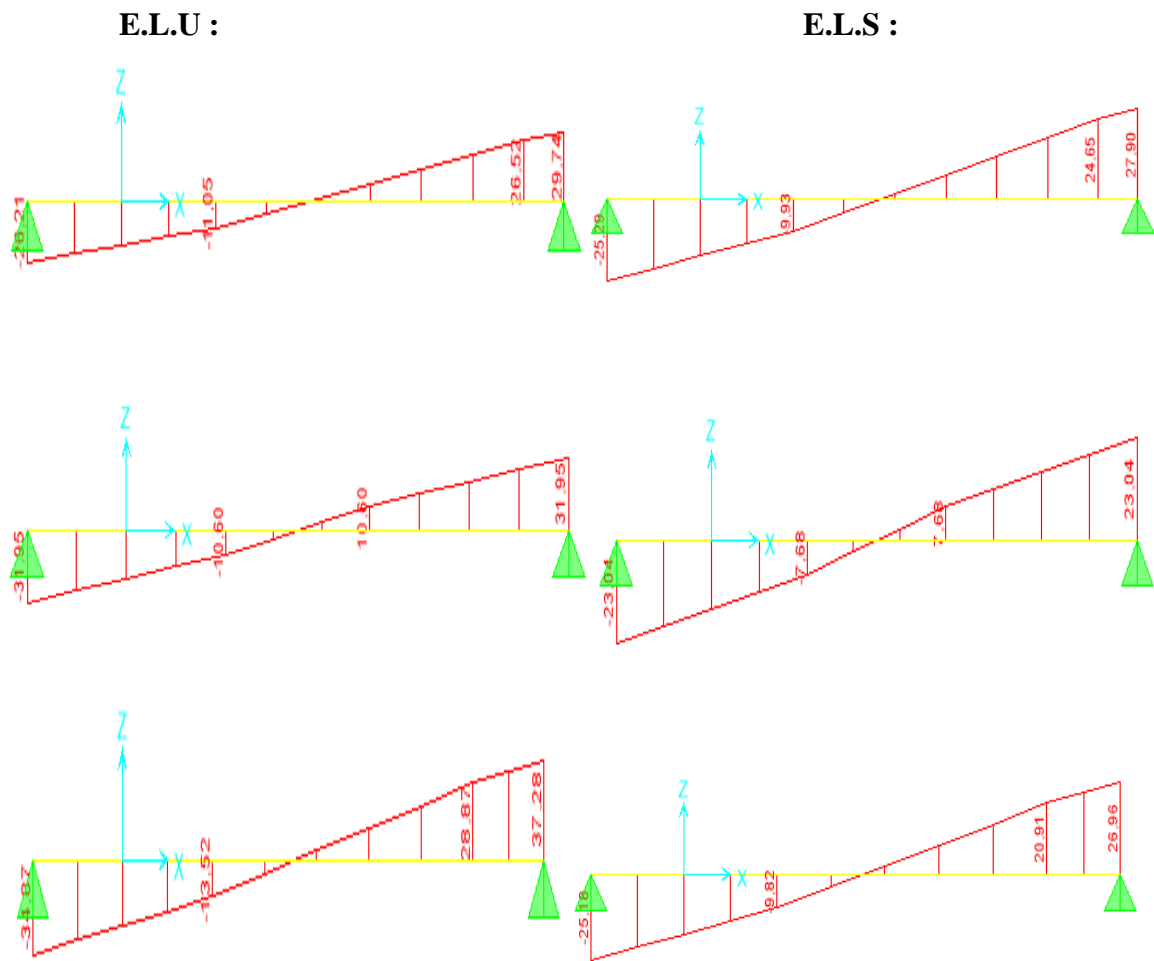


Figure III.22 : Diagrammes des efforts tranchants

Remarque :

Afin de tenir compte les encastremets et les semi encastrement aux extrémités, on porteune correction pour le moment max au niveau des appuis et en travée.

En appui :

$$M = -0,5 \times 44,76 = - 22,38 \text{ kN. m}$$

En travée :

$$M = 0,85 \times 44,76 = 38,05 \text{ kN. m}$$

III.3.6 Ferrailage d'escalier :

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h) Tel que :
b=100cm ; h=20cm
- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I)

$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{bc} = 14,17\text{MPa} ; f_{t28} = 2,10\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; c = 2,5\text{ cm}$

$\sigma_s = 348\text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 400\text{MPa}$

	$M_u(\text{KN.m})$	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm^2)	α	Z(cm)	A_s^{cal} / ml (cm^2)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm^2)
Travée	38,05	0,083	Oui	0	0,11	17,21	6,35	5HA14	7,7
Appui	22,38	0,049	Oui	0	0,006	17,96	3,58	5HA12	5,65

Tableau III.9 : Ferrailage d'escalier.

III.3.6.1 Espacement :

En travée : $esp = \frac{100}{5} = 20\text{ cm}$

On prend : $esp=15\text{cm}$

En Appui : $esp = \frac{100}{5} = 20\text{ cm}$

On prend : $esp=15\text{cm}$

III.3.6.2 Armature de répartition :

Travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \Rightarrow 1.93\text{ cm}^2/ml \leq A_r$

On prend : 4T10 avec $A_r = 3.14\text{ cm}^2$ et un espacement de $St = 100 / 4 = 25\text{ cm}$

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \Rightarrow 1.41\text{ cm}^2/ml \leq A_r$

On prend : 4T10 avec $A_r = 3.14\text{ cm}^2$ et un espacement : $St = 100 / 4 = 25\text{ cm}$

III.3.7 Vérifications :

III.3.7.1 Condition de non fragilité :

$A_s \geq A_{s\text{ min}} = 0,23\text{ b d} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17\text{cm}^2$

En travée : $A_s = 7,7 \text{ cm}^2 > A_s^{\min}$ vérifié

Sur appui : $A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_s^{\min}$ Vérifié

III.3.7.2 Vérification de L'effort tranchant

Pour des fissurations préjudiciables, on doit vérifier que :

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

Avec : $\tau_u = \text{Min} \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \text{Min} (3,33 ; 5) = 2,5 \text{ MPa}$

$$T_u = 37,28 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{37,28 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,21 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow 0,21 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ vérifié

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

$$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow \text{Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction}$$

$$T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow \text{Les armatures doivent être ancrées au-delà des appuis, il faut satisfaire la}$$

condition suivante : $A_s \geq \frac{T_u - \frac{M_a}{0,9d}}{\sigma_s}$

Dans notre cas :

$$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow 37,28 \times 10^3 - \frac{22,38 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 180} = - 100868,15 < 0$$

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction \Rightarrow pas de vérification de la section.

III.3.8 Vérification à l'E.L. S :

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

Vérification des contraintes

- **Position de l'axe neutre**

$$b y^2 / 2 - n A_s (d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie**

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

- **Vérification de la contrainte du béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

	$M_{ser}(KN.m)$	$A_s (cm^2)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	27,89	7,7	5,19	23613,05	6,13	Verifier
Appui	16,41	5,65	4,61	19499,23	3,88	verifier

Tableau III.10 : Vérification à l'E.L.S.

III.3.9 Vérification de la flèche

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

Les conditions à vérifier : [3]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0}$

$$\bullet \frac{h}{L} = \frac{20}{240} = 0,083 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\bullet \frac{A_s}{b_0 d} = 0,0043 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\bullet \frac{h}{L} = 0,083 < 0,05 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

Une condition ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,48cm \quad (L < 2,4m)$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Moment d’inertie de section homogène I_0

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

- Calcul des moments d’inerties fictifs. D’après le **BAEL 91**[1].

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

Avec :

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

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

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

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

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

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

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)
27,89	7,7	0,004	201,2	1,41	0,56	0,69	74058,67	41352,56	53279,62

Tableau III.11 : Vérification de la flèche de l’escalier.

- Calcul des modules de déformation :

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

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

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,12 \text{ cm} \quad (L = 2,4 \text{ m})$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,28 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,16 \text{ cm} < \bar{f} = 0,48 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.3.10 Etude de la poutre brisée :

Le calcul de la poutre palière comme poutre simplement appuyée et uniformément chargée.

III.3.10.1. Pré dimensionnement :

Poutres brisées sont dimensionnées d'après les formules empiriques données par le **BAEL91**

[4] et vérifier selon le **RAP 99 ver.03 [3]**.

Selon le **BAEL 91 [4]**

-la hauteur h de la poutre palière doit être :

$$477/15 \leq h \leq 477/10 \Rightarrow 31,8 \text{ cm} \leq h \leq 47,7 \text{ cm}$$

on prend h=40 cm

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow \text{on prend } b=30 \text{ cm}$$

Selon **RPA99 V 2003**

$$h > 30 \quad \text{vérifiée}$$

$$b > 20 \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1,5 \leq 4 \quad \text{vérifiée}$$

III.3.10.2. Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre palière : $p_p = 0,30 * 0,40 * 25 = 3 \text{ KN/ml}$

Réaction d'escalier : $R_u = 37,28 \text{ KN}$; $R_{ser} = 26,96 \text{ KN}$; Donc :

ELU : $P_u = 2 \times R_u / L = 2 \times 37,28 / 3 = 24,85 \text{ KN/ml}$

ELS: $P_{ser} = 2 \times R_{ser} / L = 2 \times 26,96 / 3 = 17,97 \text{ KN/ml}$.

$R_A = R_B = \frac{p l}{2}$ $M_t = \frac{p l^2}{24}$ $M_a = M_b = \frac{p l^2}{12}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	R _A (KN)	R _B (KN)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _b (KN.m)
ELU	59,26	59,26	23,56	47,12	47,12
ELS	42,86	42,86	17,04	34,07	34,07

Tableau III.12: Calcul des efforts

III.2.10.3. Calcul des armatures :

Données : b=30cm, h=40cm

$f_{c28} = 25MPa$; $f_{bc} = 14,17MPa$; $f_{t28} = 2,10MPa$; $\gamma_b = 1,5$; d=0,9h=36cm

$\sigma_s = 348MPa$; $\gamma_s = 1,15$; $f_e=400MPa$

	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)
Travée	23,56	0,043	Oui	0	0,055	35,213	1,92	3T12	3,39
Appuis	47,12	0,085	Oui	0	0,111	34,399	3,93	3T14	4,62

Tableau III.13 : Ferrailage de la poutre palière

a. Vérifications à l'ELU: :

✚ Condition de non fragilité


$A_s \geq A_s^{min} = 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,3 \text{ cm}^2$

En travée :

$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 > A_s^{min}$

Sur appui :

$A_s = 4,62 \text{ cm}^2 > A_s^{min}$

 **Effort tranchant :**

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

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33MPa \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$T_u = 59,26 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{59,26 \cdot 10^3}{300 \times 360} = 0,549 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow 0,549MPa < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Vérifié

▪ **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,549MPa < 0,05f_{c28} = 1,25MPa \dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

b. Vérification à l'E.L. S :

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

b.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 :

$$n=15 ; c'=5\text{cm} ; d=36\text{cm} ; b=30\text{cm}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

	M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	17,04	3,39	9,22	44305,79	3,55	Vérifiée
Appui	34,07	4,62	10,38	56671,31	6,24	Vérifiée

Tableau III.14 : Vérification à l'E.L. S

b.2. Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{40}{450} = 0,089 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{4,62}{30 \times 36} = 0,0043 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,089 \geq \frac{17,04}{10 \times 20,05} = 0,085 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la flèche vérifiée

Ferraillage de la poutre brisée

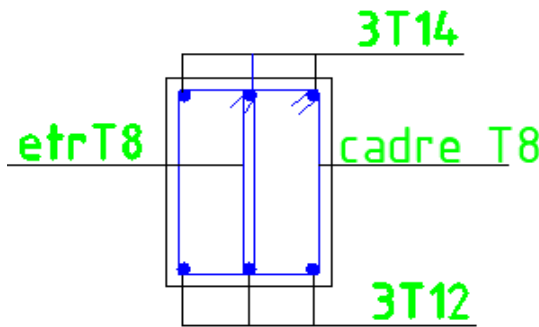


Figure III.23 : Ferraillage de la poutre palière

Ferraillage de l'escalier

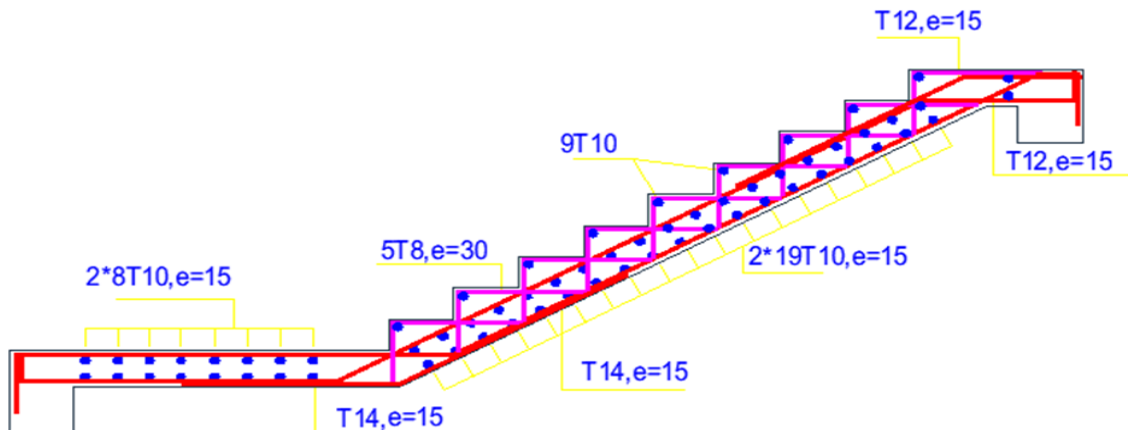


Figure III.24 : Ferraillage de l'escalier

IV.1. Introduction

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

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **SAP 2000 V14** Qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.2. Étude dynamique :

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

IV.2.1. 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 modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- Chaque plancher est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.2.2. Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta x Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003.[1]**
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.

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

IV.3. 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.

IV.3.1. 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 III :**
- groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
 - groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m

IV.3.2. La méthode d'analyse 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 massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.

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

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

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec} \quad \dots\dots (4-14) \quad [1]$$

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 répons, 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 accélérogramme données 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 :

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

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

IV.3.3. 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 :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [1]$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

$$\left. \begin{array}{l} * \text{ groupe d'usage : } \mathbf{1B} \\ * \text{ zone sismique : } \mathbf{III} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A=0.30} \quad [1]$$

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure où :

$$\text{La catégorie de site est :sol ferme S2} \implies \begin{cases} T_1=0,15\text{s} \\ T_2=0,40\text{s} \end{cases}$$

Le facteur de correction d'amortissement (η) est en fonction du pourcentage critique $\xi=7\%$

$$\text{Avec : } \eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7 \quad [1] \quad \eta=0,8819$$

➤ **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 qui sont données par le « **RPA99 version 2003** » [1] :

- $T = C_T \times h_N^{3/4}$
- $T_f = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}}$

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau 4.6 selon le **RPA99/version 2003**. dans notre cas on a : des portiques auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie $\implies C_T=0,05$

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

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

Alors :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T \geq 3\text{sec} \end{cases} \quad [1]$$

➤ **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 est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

	Valeurs des pénalités P_q			
	P_q			
Critère « q »	Observée (oui/non)	$P_q // xx$	Observée (oui/non)	$P_q // yy$
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0,05	Oui	0,05
2. Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3. Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4. Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau IV.1: facteur de qualité

Avec :

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

$$Q//xx=1+(0+0+0,05+0,05+0+0) = \mathbf{1,10}$$

$$Q//yy=1+(0+0+0,05+0,05+0+0) = \mathbf{1,10}$$

➤ **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.

R=5 (portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide)

➤ **W : poids de la structure :**

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec :
$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad [1]$$

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse pour chaque plancher "i" ;

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau "i" ;

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau "i" ;

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. $\beta = 0,2$

➤ $T = 0,05 \times (h_n)^{3/4}$ $T = 0,05 \times (36,04)^{3/4} = 0,74 \text{ s}$

$$T_f = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{D}} \Rightarrow \begin{cases} \text{suitant la direction (x-x)} : \frac{0,09 \times 36,04}{\sqrt{26,95}} = 0,63 \text{ s} \\ \text{suitant la direction (y-y)} : \frac{0,09 \times 36,04}{\sqrt{21,4}} = 0,7 \text{ s} \end{cases}$$

$T_{x-x} = \min(0,74; 0,62) = 0,63 \text{ s}$

$T_{y-y} = \min(0,74; 0,7) = 0,7 \text{ s}$

Pour les calculs on a utilisé les formules suivantes :

$$\begin{cases} T_{\text{analytique}} & \text{si} & T_{\text{analytique}} \leq T_{\text{empirique}} \\ T_{\text{empirique}} & \text{si} & T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3 T_{\text{empirique}} \\ 1,3 T_{\text{empirique}} & \text{si} & T_{\text{analytique}} \geq 1,3 T_{\text{empirique}} \end{cases}$$

IV.4. Résultats de l'analyse sismique :

IV.4.1 Modèle initial : (voir figure ci-dessous)

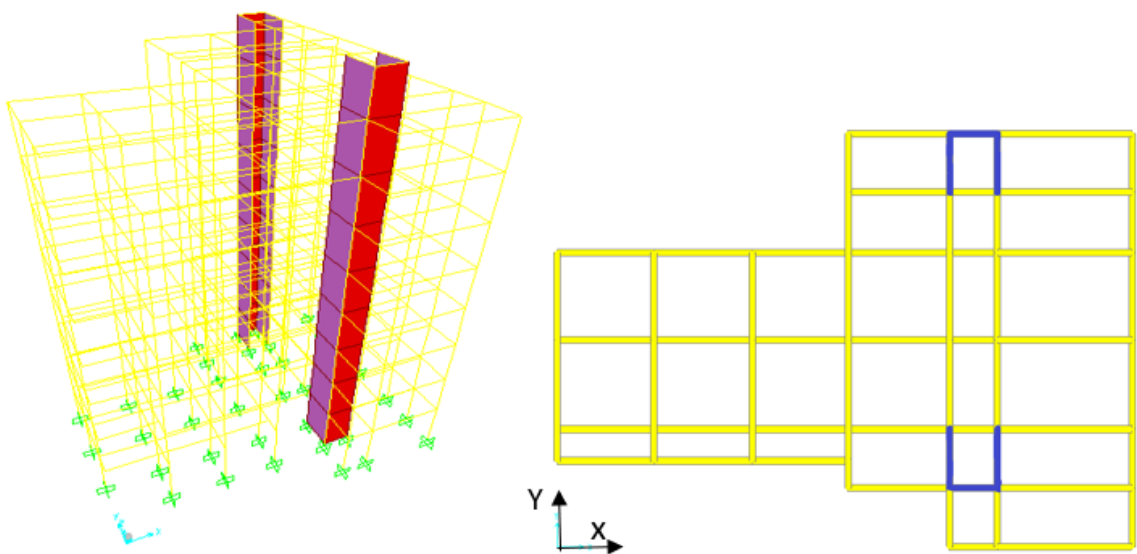


Figure IV.1 : Modèle initial.

étage	Elements	
	Poteau (cm ²)	Voiles (cm)
5 ^{eme} / Etage technique	35×35	e = 20
3 ^{eme} / 4 ^{eme}	40×40	
1 ^{er} / 2 ^{eme}	45×45	
RDC	50×50	

Tableau IV.2 : Sections des poteaux et voiles de chaque niveau (Modèle initial).

1- Caractéristiques dynamiques propres du modèle initial :

Modes	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	1,224502	0,08109	0,3402	0,000001936	0,08109	0,3402	0,000001936
2	1,136951	0,60058	0,08999	1,317E-07	0,68168	0,43018	0,000002068
3	0,968791	0,01851	0,24406	7,564E-08	0,70019	0,67425	0,000002143
4	0,346572	0,03589	0,05558	0,000007715	0,73608	0,72983	0,000009858
5	0,315443	0,13862	0,02258	0,00000108	0,8747	0,7524	0,00001094
..							
..							
15	0,103929	0,00001327	0,00036	0,01641	0,9397	0,88945	0,39389
16	0,103681	0,00537	0,04276	0,00081	0,94507	0,9322	0,39469

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

2- Constatations :

- L'analyse dynamique de la structure a conduit à :
- Une période fondamentale $T = 1,225$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 16^{eme} mode.
- Le premier mode est un mode **couple (translation+ torsion)**.
- Le deuxième mode est un mode de **translation selon X**.
- Le troisième mode est un mode de **torsion**.

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

3- Résultantes des forces sismiques :

$$T_x = 0,63 \text{ s} > 1,3T_x \text{ empirique} = 0,81 \text{ s.} \implies D_x = 1,637$$

$$T_y = 0,7 \text{ s} > 1,3T_y \text{ empirique} = 0,91 \text{ s.} \implies D_y = 1,516$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W \\ V_y = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W \end{cases} \quad W = 44954,4 \text{ KN} \quad \begin{cases} V_x = 4857,37 \text{ KN} \\ V_y = 4498 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 0,8V_x = 3885,9 \text{ KN} \\ 0,8V_y = 3598,40 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 2999,57 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 2397,89 \text{ KN} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 2999,57 \text{ KN} \leq 0,8V_x = 3885,9 \text{ KN} \\ V_t^y = 2397,89 \text{ KN} \leq 0,8V_y = 3598,40 \text{ KN} \end{cases}$$

Le rapport $\frac{0,8V_x}{V_t^x} = 1,295 \implies r_x = 1,295$

$$\frac{0,8V_y}{V_t^y} = 1,501 \implies r_y = 1,501$$

$T_{N(X-X)}$ empirique (s)	0,63
$T_{N(Y-Y)}$ empirique (s)	0,7
T analytique (s)	1,225
1,3*T empirique X (s)	0,81
1,3*T empirique Y (s)	0,91
D_{X-X}	1,637
D_{Y-Y}	1,516

W (kN)	V (kN)		F (kN)		0.8V (kN)		r	
	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y
44954,4	4857,37	4498	2999,57	2397,89	3885,9	3598,40	1,295	1,501

Tableau IV.4 : résultat des forces sismiques

4- Vérification des Déplacements inter étages du modèle initiale :

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.

Avec :

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

$$\Delta_k^x = (\delta_k^x - \delta_{k-1}^x) r_x \quad \text{et} \quad \Delta_k^y = (\delta_k^y - \delta_{k-1}^y) r_y \quad ; \quad \text{si } r_x > 1 \quad \text{et} \quad r_y > 1$$

$$\Delta_k^x = (\delta_k^x - \delta_{k-1}^x) \quad \text{et} \quad \Delta_k^y = (\delta_k^y - \delta_{k-1}^y) \quad ; \quad \text{si } r_x < 1 \quad \text{et} \quad r_y < 1$$

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).

-Si le déplacement 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.

Étage	δ_{eK}^x (cm)	δ_{eK}^y (cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification	
								Sens x	Sens y
Etage technique	4,4882	6,1137	22,44	30,57	2,13	3,32	3,40	Vérifier	Vérifier
7	4,16	5,6712	20,80	28,36	3,61	5,60	4,08	Vérifier	Non vérifiée
6	3,6017	4,9254	18,01	24,63	3,86	6,07	4,08	Vérifier	Non vérifiée
5	3,005	4,1172	15,03	20,59	4,14	6,44	4,08	Non vérifiée	Non vérifiée
4	2,3663	3,2585	11,83	16,29	4,02	6,38	4,08	Vérifier	Non vérifiée
3	1,7457	2,4085	8,73	12,04	3,86	6,18	4,08	Vérifier	Non vérifiée
2	1,1489	1,5851	5,74	7,93	3,37	5,41	4,08	Vérifier	Non vérifiée
1	0,6291	0,8642	3,15	4,32	2,70	4,31	4,08	Vérifier	Non vérifiée
RDC	0,212	0,2902	1,06	1,45	1,37	2,18	4,08	Vérifier	Vérifier

Tableau IV.5 : vérification du déplacement inter étage du modèle initial

- Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure en rajoutant des voiles.
- Les voiles de contreventement seront disposés de manière symétrique, et le plus éloigné possible du centre de rigidité et dans les deux sens.

Plusieurs essais ont été analysés, correspondant à différentes dispositions des voiles. Dans la suite nous présentons uniquement deux de ces modèles

IV.4.2 Modèle (02) : (voir figure ci-dessous)

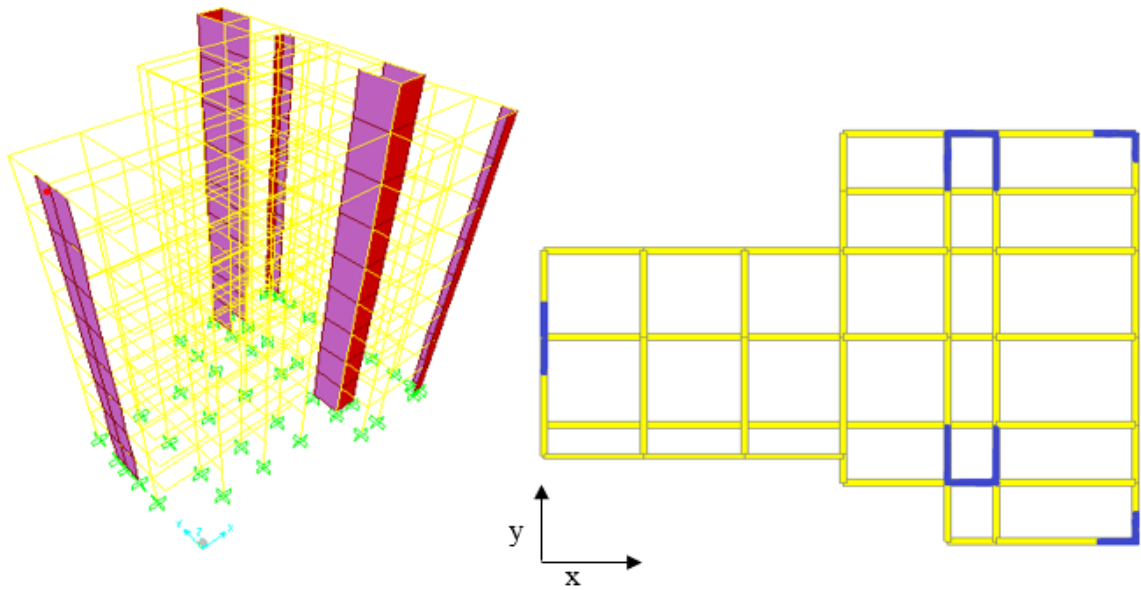


Figure IV.2 : Modèle (02).

1- Caractéristiques dynamiques propres du deuxième modèle :

Modes	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	1,125162	0,682	0,002282	1,931E-07	0,682	0,002282	1,931E-07
2	1,034107	0,00636	0,632	0,000002158	0,689	0,634	0,000002351
3	0,891903	0,015	0,04	2,636E-07	0,703	0,674	0,000002615
4	0,318166	0,167	0,000536	2,816E-07	0,87	0,675	0,000002896
5	0,267315	0,002857	0,123	0,00002397	0,873	0,798	0,00002687
...							
11	0,103858	0,000006918	0,000571	0,015	0,936	0,89	0,355
15	0,102845	0,00003762	0,033	0,001007	0,936	0,923	0,356

Tableau IV.6 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du deuxième modèle

2- Constatations :

- L'analyse dynamique de la structure a conduit à :
- Une période fondamentale $T = 1,125$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 15^{ème} mode.
- Le premier mode est un mode de **translation selon X**.
- Le deuxième mode est un mode de **translation selon Y**.
- Le troisième mode est un mode de **rotation**.

3- Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats du **SAP 2000** on a :

$T_{N(X-X)}$ empirique(s)	0,63
$T_{N(Y-Y)}$ empirique (s)	0,7
T analytique (s)	1,125
1,3*T empirique X (s)	0.81
1,3*T empirique Y (s)	0,91
D_{X-X}	1,637
D_{y-y}	1,516

W (kN)	V (kN)		F (kN)		0.8V (kN)		r	
	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y
46146,1	4986,1	4617,21	3251,88	3170,09	3988,88	3693,76	1,227	1,165

Tableau IV.7 : résultat des fores sismiques

4- Vérification des Déplacements inter étages du deuxième modèle :

Etage	δ_{eK}^x (cm)	δ_{eK}^y (cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification	
								Sens x	Sens y
Etage technique	4,7895	4,2513	23,95	21,26	1,78	2,60	3,40	Vérifier	Vérifier
7	4,4991	3,8053	22,50	19,03	3,66	3,20	4,08	Vérifier	Vérifier
6	3,9033	3,2556	19,52	16,28	3,96	3,35	4,08	Vérifier	Vérifier
5	3,2582	2,6799	16,29	13,40	4,17	3,45	4,08	Non vérifiée	Vérifier
4	2,578	2,0878	12,89	10,44	4,14	3,39	4,08	Non vérifiée	Vérifier
3	1,9032	1,5056	9,52	7,53	3,99	3,18	4,08	Vérifier	Vérifier
2	1,2532	0,9597	6,27	4,80	3,51	2,73	4,08	Vérifier	Vérifier
1	0,6806	0,4913	3,40	2,46	2,79	2,01	4,06	Vérifier	Vérifier
RDC	0,226	0,1463	1,13	0,73	1,39	0,85	4,08	Vérifier	Vérifier

Tableau IV.8 : vérification du déplacement inter étage du deuxième modèle

Remarque : Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles dans le sens x donc on a ajouté des voiles.

IV.4.3 Modèle (03) : (voir figure ci-dessous)

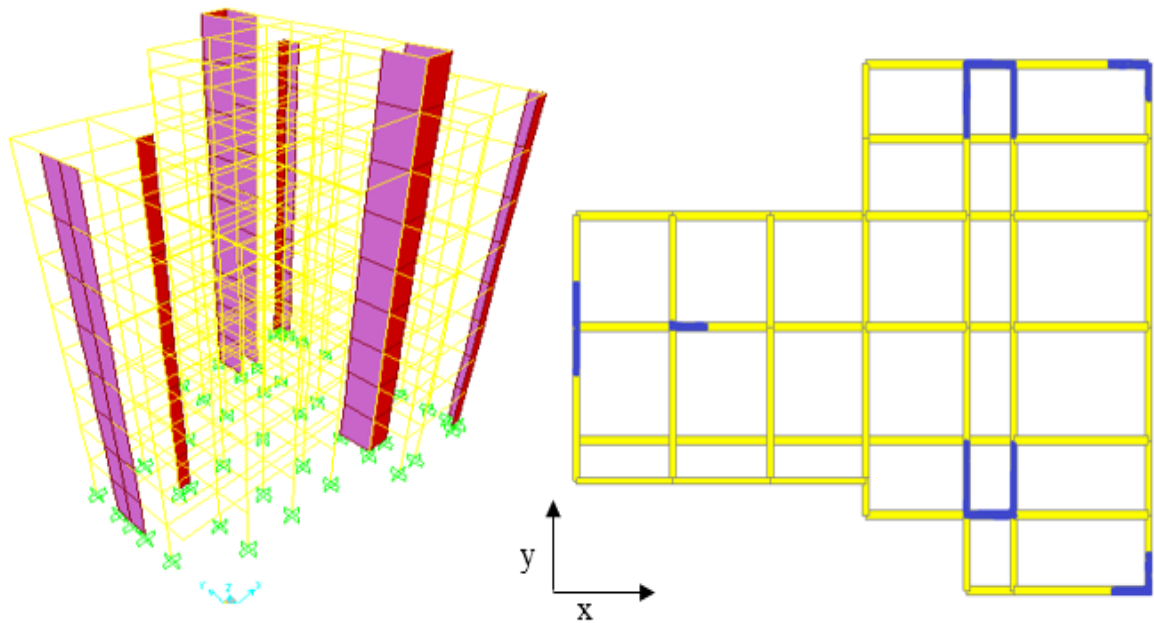


Figure IV.3 : Modèle (03).

1- Caractéristiques dynamiques propres du troisième modèle :

Modes	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	1,101261	0,66634	0,01063	8,333E-07	0,66634	0,01063	8,333E-07
2	1,04184	0,0215	0,61077	0,00000165	0,68784	0,6214	0,000002484
3	0,895901	0,01779	0,05337	9,23E-08	0,70563	0,67477	0,000002576
4	0,312778	0,16254	0,00111	0,000003341	0,86817	0,67588	0,000005917
5	0,271313	0,00464	0,11638	0,0000184	0,8728	0,79227	0,00002432
..							
13	0,104922	0,000001534	0,00002568	0,02239	0,93494	0,88796	0,34108
14	0,103066	0,000019	0,02146	0,00102	0,93496	0,90942	0,3421

Tableau IV.9 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du troisième modèle.

2- Constatations :

- L'analyse dynamique de la structure a conduit à :
- Une période fondamentale $T = 1,101$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **15^{ème} mode**.
- Le premier mode est un mode de **translation selon X**.
- Le deuxième mode est un mode de **translation selon Y**.
- Le troisième mode est un mode de **rotation**.

3- Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats du **SAP 2000** on a :

$T_{N(X-X)}$ empirique(s)	0,63
$T_{N(Y-Y)}$ empirique (s)	0,7
T analytique (s)	1,101
1,3*T empirique X (s)	0.81
1,3*T empirique Y (s)	0,91
D_{X-X}	1,637
D_{Y-Y}	1,516

W (kN)	V (kN)		F (kN)		0.8V (kN)		r	
	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y
46293	5001,97	4631,9	3281,92	3112,07	4001,58	3705,52	1,219	1,191

Tableau IV.10 : résultat des fores sismiques

4- Vérification des Déplacements inter étages du troisième modèle :

Etage	δ_{eK}^x (cm)	δ_{eK}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification	
								Sens x	Sens y
Etage technique	4,639	4,2783	23,20	21,39	1,61	2,65	3,40	Vérifier	Vérifier
7	4,3752	3,8325	21,88	19,16	3,47	3,27	4,08	Vérifier	Vérifier
6	3,806	3,2833	19,03	16,42	3,79	3,43	4,08	Vérifier	Vérifier
5	3,1845	2,7066	15,92	13,53	4,01	3,54	4,08	Vérifier	Vérifier
4	2,5262	2,1118	12,63	10,56	4,01	3,49	4,08	Vérifier	Vérifier
3	1,8686	1,5253	9,34	7,63	3,87	3,28	4,08	Vérifier	Vérifier
2	1,2329	0,9739	6,16	4,87	3,43	2,82	4,08	Vérifier	Vérifier
1	0,6698	0,4996	3,35	2,50	2,75	2,09	4,08	Vérifier	Vérifier
RDC	0,2179	0,1489	1,09	0,74	1,33	0,89	4,08	Vérifier	Vérifier

Tableau IV.11 : vérification du déplacement inter étage du troisième modèle

- ✓ Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le

« RPA99 version 2003 ».

IV.4.4 vérification spécifique aux sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivant :

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

Avec :

- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_c : l'aire (section brute)de cette dernière
- f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Niv	B _c (cm ²)	N _d (KN) G+Q+E	V	Obs	Section modifiées (cm ²)	N _d (KN) G+Q+E	V	Obs
Etage technique	35×35	164,963	0,05	< 0,30	40×40	177,538	0,04	< 0,30
P7	35×35	368,201	0,11	< 0,30	40×40	393,495	0,1	< 0,30
P6	35×35	581,028	0,18	< 0,30	45×45	622,881	0,12	< 0,30
P5	35×35	799,121	0,25	< 0,30	45×45	857,745	0,17	< 0,30
P4	40×40	1028;142	0,25	< 0,30	50×50	1102,738	0,18	< 0,30
P3	40×40	1259,994	0,31	> 0,30	50×50	1352,696	0,21	< 0,30
P2	45×45	1518,995	0,30	≥ 0,30	55×55	1612,244	0,21	< 0,30
P1	45×45	1774,539	0,35	> 0,30	55×55	1921,026	0,25	< 0,30
RDC	50×50	2036,408	0,33	> 0,30	60×60	2220,294	0,25	< 0,30

Tableau IV.12 : vérification de l’effort normal pour les poteaux

N.B : Les efforts normaux réduits sont inférieurs à la valeur admissible imposée par le « **RPA99 version 2003** ».

IV.4.5 Résultats de l’analyse dynamique du troisième modèle après les modifications des Sections des poteaux (Modèle final) :

1- Caractéristiques dynamique propres du modèle final

Modes	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0,994795	0,68291	0,00818	7,237E-07	0,68291	0,00818	7,237E-07
2	0,945018	0,0177	0,6007	0,000001278	0,70061	0,60889	0,000002002
3	0,823894	0,01195	0,0694	3,788E-07	0,71256	0,67829	0,000002381
4	0,289961	0,15765	0,00069	0,00000342	0,87021	0,67898	0,0000058
5	0,251717	0,00341	0,10553	0,00001469	0,87362	0,78451	0,00002049
..							
9	0,100302	0,000003102	0,00014	0,20075	0,93373	0,88621	0,23145
10	0,098205	0,00001109	0,01894	0,00953	0,93375	0,90514	0,24099

Tableau IV.13 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du troisième Modèle après la vérification spécifique aux sollicitations normales (et modification des sections des poteaux).

2- Constatations :

- L'analyse dynamique de la structure a conduit à :
- Une période fondamentale $T = 0,995s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **11^{ème} mode**.
- Le premier mode est un mode de **translation selon X**.
- Le deuxième mode est un mode de **translation selon Y**.
- Le troisième mode est un mode de **rotation**.

3- Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats du **SAP 2000** on a :

$T_{N(X-X)}$ empirique(s)	0,63
$T_{N(Y-Y)}$ empirique (s)	0,7
T analytique (s)	0,995
1,3*T empirique X (s)	0.81
1,3*T empirique Y (s)	0,91
D_{X-X}	1,637
D_{Y-Y}	1,516

W (kN)	V (kN)		F (kN)		0.8V (kN)	
	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y
48979,6	5292,26	4900,72	4469,48	3969,45	4233,81	3920,57

Tableau IV.14 : résultat des fores sismiques

4- Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle troisième après la vérification spécifique aux sollicitations normales (et modification des sections des poteaux)

Etage	δ_{eK}^x (cm)	δ_{eK}^y (cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification	
								Sens x	Sens y
Etage technique	4,8354	4,4731	24,18	22,37	1,44	2,25	3,40	Vérifier	Vérifier
7	4,5478	4,0231	22,74	20,12	2,83	2,77	4,08	Vérifier	Vérifier
6	3,9811	3,4684	19,91	17,34	3,08	2,93	4,08	Vérifier	Vérifier
5	3,3648	2,8828	16,82	14,41	3,33	3,07	4,08	Vérifier	Vérifier
4	2,6984	2,2695	13,49	11,35	3,40	3,08	4,08	Vérifier	Vérifier
3	2,0186	1,6545	10,09	8,27	3,36	2,94	4,08	Vérifier	Vérifier
2	1,3469	1,0667	6,73	5,33	3,04	2,57	4,08	Vérifier	Vérifier
1	0,7392	0,553	3,70	2,77	2,48	1,93	4,08	Vérifier	Vérifier
RDC	0,2423	0,167	1,21	0,84	1,21	0,84	4,08	Vérifier	Vérifier

Tableau IV.15 : vérification du déplacement inter étage du modèle final

IV.4.6. Vérification des conditions du facteur de comportement R :

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

1. les voiles reprennent au plus 20%des sollicitations dues aux charges verticales

Les voiles et les portiques reprennent conjointement la charge horizontale

proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

2. Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l’effort tranchant d’étage

IV.4.6.1. Justification des voiles sous charges verticales :

D’après le sap2000 on a trouvé :

L’effort normal total à la base de la structure $P_{Tot}= 53034,7kN$.

L’effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles}=10578,84kN$.

$P_{voiles}/ P_{Tot}=18,95 \% < 20\%$.

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

IV.4.6.2. Justification des portiques sous charges horizontale :

Etage	V_x total (KN)	V_x portique (KN)	V portique %	Condition	Vérification
Etage technique	399,1545	364,8743	91,41	25	Vérifiée
7	1388,3406	873,4949	62,92	25	Vérifiée
6	2142,3818	1314,974	61,37	25	Vérifiée
5	2722,2841	1294,8676	47,57	25	Vérifiée
4	3180,2588	1742,4901	54,79	25	Vérifiée
3	3116,7495	1608,2337	51,59	25	Vérifiée
2	3991,9454	1866,5086	46,75	25	Vérifiée
1	4302,08	1501,1813	34,48	25	Vérifiée
RDC	4469,4226	1549,3195	34,66	25	Vérifiée

Tableau IV.16 : pourcentage des efforts tranchants dans le sens X

Etage	V_y total (KN)	V_y portique (KN)	V portique %	Condition	Vérification
Etage technique	346,0209	329,3682	95,18	25	Vérifiée
7	1240,5199	671,4357	54,41	25	Vérifiée
6	1915,5622	919,9859	48,03	25	Vérifiée
5	2444,7731	849,0672	34,72	25	Vérifiée
4	2904,8776	1099,1084	37,84	25	Vérifiée
3	3276,366	941,4134	28,73	25	Vérifiée
2	3590,3447	1035,3182	28,83	25	Vérifiée
1	3852,9449	754,097	19,57	25	Non vérifiée
RDC	3970,1622	726,7177	18,3	25	Non vérifiée

Tableau IV.17 : pourcentage des efforts tranchants dans le sens y

L'effort tranchant repris par les portiques est supérieur à 25%, dans le sens y pour tous les étages sauf pour le RDC et premier étage donc la valeur du coefficient de comportement R-5 n'est pas justifié

Remarque :

On constate que l'effort tranchant repris par les portiques de RDC et premier étage reste inférieur à 25% dans le sens y, c'est pourquoi la valeur R-5 n'est pas justifié dans le cas de notre bâtiment étudié. Nous proposons donc de ferrailer les portiques de RDC et premier étage avec les efforts résultants du deuxième étage de 1035,3182 kN. Ainsi fait les portiques de RDC seront ferrailer pour reprendre plus de 25% de l'effort tranchant total, de cette manière les portiques de premier étage reprennent 26,87% de l'effort tranchant total de 3852,9449 KN, et RDC 26,07% de l'effort tranchant total à la base de 3970,1622 KN

IV4.7. 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.

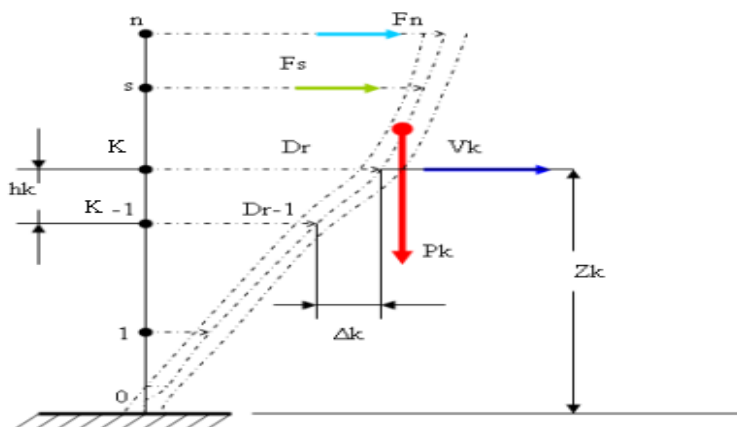


Figure IV.4 : Evaluation des effets du second ordre.

- Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [1]}$$

Avec :

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

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

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

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

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

Les résultats représentent dans les tableaux suivants :

➤ Sens x :

Etage	H _k (mm)	P _K (KN)	Δ _x (cm)	V _x (KN)	θ _x	Vérification
<i>RDC</i>	408,0	47086,5	1,21	4469,4226	0,031	Vérifiée
1	408,0	41013,8	2,48	4302,08	0,058	Vérifiée
2	408,0	34336,8	3,04	3991,9454	0,064	Vérifiée
3	408,0	28482,9	3,36	3116,7495	0,075	Vérifiée
4	408,0	22946,4	3,4	3180,2588	0,060	Vérifiée
5	408,0	17175,9	3,33	2722,2841	0,051	Vérifiée
6	408,0	11405,4	3,08	2122,2841	0,041	Vérifiée
7	408,0	5762,2	2,83	1388,3406	0,029	Vérifiée
Etage technique	340,0	1027,2	1,44	399,154	0,011	Vérifiée

Tableau IV.18 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant l'axe X

➤ Sens y :

Etage	H _k (mm)	P _K (KN)	Δ _y (cm)	V _y (KN)	Θ _y	Observation
<i>RDC</i>	408,0	47086,5	0,84	3970,1622	0,024	Vérifiée
1	408,0	41013,8	1,93	3852,9449	0,050	Vérifiée
2	408,0	34336,8	2,57	3590,3447	0,060	Vérifiée
3	408,0	28482,9	2,84	3276,366	0,061	Vérifiée
4	408,0	22946,4	3,08	2904,8776	0,060	Vérifiée
5	408,0	17175,9	3,07	2444,7731	0,053	Vérifiée
6	408,0	11405,4	2,93	1915,5622	0,043	Vérifiée
7	408,0	5762,2	2,77	1240,519	0,032	Vérifiée
Etage technique	340,0	1027,2	2,25	346,0209	0,020	Vérifiée

Tableau IV.19 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant l'axe Y

Conclusion :

Etant donné que :

- Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure ($R=5$) est justifié

➤ **Remarque :**

le modèle final utilise pour lire les efforts et les contraintes nécessaires pour le ferrailage des éléments résistants nous avons multiplié les accélérations spectrales selon

« x » par $r_x=1,219$ et selon « y » par $r_y=1,191$ pour amplifier les quantités de réponse.

V.1.Introduction :

Le ferraillage des éléments résistant doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**. [3], [1]

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

1. Poteaux
2. Poutres
3. Voiles

V.2.Ferraillage des poteaux :

V.2.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers la fondation.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression ' N ', et à un moment fléchissant.

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 suivant les deux sens (longitudinal et transversal) et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.

V.2.2. Combinaison d'action :

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

a. Selon CBA 93 :

Situation durable **ELU** : $1,35G+1,5Q$

ELS : $G+Q$

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle : 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- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr})
- 3- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr})

V.2.3 Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$* 0,9\% < \frac{A_s}{B} < 3\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

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

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

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

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

V.2.3.1. Situation durable :

➤ Combinaison : 1,35G+1,5Q

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

Etage	Section [cm ²]	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]
RDC	60*60	-2760,094	-4,6221	SEC	0	0
1 ^{er} - 2eme	55*55	-2411,97	-9,0514	SEC	0	0
3ème - 4ème	50*50	-1749,831	-8,2356	SEC	0	0
5ème - 6ème	45*45	-1118,476	8,3279	SEC	0	0
7eme - Etage technique	40*40	-507,134	8,8141	SEC	0	0

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

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

Etage	Section [cm ²]	M^{\max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]
RDC	60*60	29,4796	-1218,147	SEC	0	0
1 ^{er} - 2eme	55*55	43,8715	-1456,477	SEC	0	0
3ème - 4ème	50*50	49,9372	-929,718	SEC	0	0
5ème - 6ème	45*45	56,5364	-509,81	SEC	0	0
7eme - Etage technique	40*40	50,5834	-101,784	SEC	0	0

Tableau V.3 : Ferraillages des poteaux carrés situation durable (M^{\max} , N^{corr}).

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

Etage	Section [cm ²]	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]
RDC	60*60	-881,008	11,1785	SEC	0	0
1 ^{er} - 2eme	55*55	-644,246	13,5735	SEC	0	0
3ème - 4ème	50*50	-403,326	16,6884	SEC	0	0
5ème - 6ème	45*45	-168,778	16,3777	SEC	0	0
7eme - Etage technique	40*40	-39,316	-52,7297	SPC	0	3,8

Tableau V.4 : Ferraillages des poteaux carrés situation durable (N^{\min} , M^{corr}).

V.2.3.2. Situation accidentelle

➤ Combinaison : G+Q+E

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

Etage	Section [cm ²]	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]
RDC	60*60	-2220,294	-161,5712	SEC	0	0
1 ^{er} - 2eme	55*55	-1921,026	-139,9546	SEC	0	0
3ème - 4ème	50*50	-1352,696	-98,6773	SEC	0	0
5ème - 6ème	45*45	-857,745	-74,4408	SEC	0	0
7eme - Etage technique	40*40	-393,495	-63,2497	SEC	0	0

Tableau V.5: Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).

b. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$) :

Etage	Section [cm ²]	M^{\max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]
RDC	60*60	180,7395	-538,546	SPC	1,68	0
1 ^{er} - 2eme	55*55	196,3679	-1035,402	SEC	0	0
3ème - 4ème	50*50	206,3566	-739,919	SPC	3,6	0
5ème - 6ème	45*45	168,0815	-457,85	SPC	5,84	0
7eme - Etage technique	40*40	128,5159	-60,149	SPC	8,93	0

Tableau V.6 : Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

c. ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$) :

Etage	Section [cm ²]	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]
RDC	60*60	231,112	39,9755	SEC	0	0
1 ^{er} - 2eme	55*55	185,358	80,1461	SPC	1,63	0
3ème - 4ème	50*50	121,414	95,2388	SPC	3,84	0
5ème - 6ème	45*45	61,904	99,7626	SPC	5,61	0
7eme - Etage technique	40*40	29,471	94,2553	SPC	6,55	0

Tableau V.7 : Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).

➤ Combinaison : **0,8G+E** :

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

Etage	Section [cm ²]	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]
RDC	60*60	-1718,589	-134,7682	SEC	0	0
1 ^{er} - 2eme	55*55	-1524,657	-98,4712	SEC	0	0
3ème - 4ème	50*50	-1058,623	-92,0787	SEC	0	0
5ème - 6ème	45*45	-586,173	-75,307	SEC	0	0
7eme - Etage technique	40*40	-284,779	-62,4759	SPC	0	0,88

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

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

Etage	Section [cm ²]	M^{\max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]
RDC	60*60	181,4796	-274,305	SPC	5,08	0
1 ^{er} - 2eme	55*55	192,6408	-566,873	SPC	3,07	0
3ème - 4ème	50*50	200,4366	-426,906	SPC	6,7	0
5ème - 6ème	45*45	160,8677	-293,214	SPC	7,14	0
7eme - Etage technique	40*40	116,2844	-33,763	SPC	8,24	0

Tableau V.9: Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).

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

Etage	Section [cm ²]	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]
RDC	60*60	401,699	38,5885	SEC	0	0
1 ^{er} - 2eme	55*55	335,126	78,2165	SEC	0	0
3ème - 4ème	50*50	242,724	97,9122	SPC	2,43	0
5ème - 6ème	45*45	127,565	97,5694	SPC	4,62	0
7eme - Etage technique	40*40	42,445	95,9669	SPC	6,52	0

Tableau V.10 : Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).

V.2.3.3. Choix des armatures :

Etage	Sections (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.R) (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C) (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	60*60	5,08	32,4	216	108	4T20+12T16	36,7
1 ^{er} - 2eme	55*55	3,07	27,225	181,5	90,75	4T20+12T16	36,7
3ème - 4ème	50*50	6,70	22,5	150	75	4T20+8T16	28,65
5ème - 6ème	45*45	7,14	18,225	121,5	60,75	4T20+8T14	24,88
7eme - Etage technique	40*40	8,93	14,4	96	48	4T20+8T14	24,88

Tableau V.11: Choix des armatures des poteaux.

Exemple de calcul :

$$A_s^{\min} \text{ (RPA)} = \frac{0,9 \times b \times h}{100} = \frac{0,9 \times 60 \times 60}{100} = 32,4$$

$$A_s^{\max} \text{ (Z.R)} = 0,06 \times b \times h = 0,06 \times 60 \times 60 = 216$$

$$A_s^{\max} \text{ (Z.C)} = 0,03 \times b \times h = 0,03 \times 60 \times 60 = 108$$

V.2.3. 4. 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** : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

● **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 $\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

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

Etage	S(cm ²)	N_{ser}^{max} (kN)	M_{ser}^{corr} (kN.m)	Section	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	60*60	2002,744	-3,4234	36,7	73,3	201,6	4,9	15	Vérifier
1er - 2eme	55*55	-1750,417	-6,7358	36,7	75,6	201,6	5,08	15	Vérifier
3ème - 4ème	50*50	-1270,643	-6,1489	28,65	67,7	201,6	4,56	15	Vérifier
5ème -6ème	45*45	-813,376	6,2213	24,88	54,5	201,6	3,69	15	Vérifier
7eme - Etage technique	40*40	-370,857	6,3204	24,88	33,1	201,6	2,29	15	Vérifier

Tableau V.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux

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

Etage	S(cm ²)	M_{ser}^{max} (kN)	N_{ser}^{corr} (kN.m)	Section	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	60*60	21,6496	-892,314	36,7	37,8	201,6	2,617	15	Vérifier
1er - 2eme	55*55	31,4182	-1294,193	36,7	64,4	201,6	4,46	15	Vérifier
3ème - 4ème	50*50	35,7735	-865,475	28,65	59,8	201,6	4,25	15	Vérifier
5ème - 6ème	45*45	40,9742	-371,485	24,88	47,6	201,6	3,58	15	Vérifier
7eme - Etage technique	40*40	36,6683	-74,702	24,88	65,6	201,6	3,43	15	Vérifier

Tableau V.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux

V.2.3. 5.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 BAEL 91 modifié 99 [1] :

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

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

➤ Selon le RPA 99 version 2003 [2] :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

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

L_f : Longueur de flambement.

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

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Etage	Sections (Cm ²)	T _u (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{CBA 93}$ (MPa)	Vérification
RDC	60*60	14,638	0,045	16,49	0,075	1,875	2,5	Vérifier
1 ^{er} - 2 ^{eme}	55*55	22,643	0,083	17,98	0,075	1,875	2,5	Vérifier
3 ^{eme} - 4 ^{eme}	50*50	25,424	0,113	19,79	0,075	1,875	2,5	Vérifier
5 ^{eme} - 6 ^{eme}	45*45	26,411	0,145	21,99	0,075	1,875	2,5	Vérifier
7 ^{eme}	40*40	31,829	0,221	24,73	0,075	1,875	2,5	Vérifier
Etage Technique	40*40	31,829	0,221	20,61	0,075	1,875	2,5	Vérifier

Tableau V.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Exemple de calcul :

Poteau 60*60 : $h=60$; $b=60$; $T_u=14638$; $d=0,9 \cdot h=54$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{14638}{60 \times 54 \times 10^2} = 0,045$$

$$\bar{\tau}_u^{RPA} = \rho_d f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875$$

$$\bar{\tau}_u^{CBA93} = \text{Min}(0,10 f_{c28}, 4MPa) = \text{Min}(2,5; 4MPa)$$

$$L_f = 0,7 \times 408 = 285,6$$

$$I_{pot} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{60 \times 60^3}{12} = 1080000$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{1080000}{60 \times 60}} = 17,32$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{285,6}{17,32} = 16,49$$

V.2.4. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du BAEL91 modifié 99 et celles du RPA99 version 2003 ; elles sont données comme suit :

➤ Selon BAEL91 modifié 99 : [1]

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

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.

\varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales.

➤ Selon le RPA99 version 2003 : [2]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

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

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

λ_g : Espacement géométrique.

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

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

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

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

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 $f_e = 400\text{MPa}$ (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Etage	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone Nodale	Zone Courante
RDC	60*60	4T20+12T16	20 et 16	10	16
1 ^{er} et 2 ^{eme}	55*55	4T20+12T16	20 et 16	10	16
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	50*50	4T20+8T16	20 et 16	10	16
5 ^{eme} et 6 ^{eme}	45*45	4T20+8T14	20 et 14	10	14
7eme - Etage technique	40*40	4T20+8T14	20 et 14	10	14

Tableau V.15: Espacement maximales selon RPA99 des poteaux.

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

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	60*60	2,856	4,76	3,75	22,643	N	10	0,35	8T8	4,02
						C	16	0,57	8T8	4,02
1 ^{er} et 2 ^{eme}	55*55	2,856	5,19	2,5	22,643	N	10	0,26	8T8	4,02
						C	16	0,42	8T8	4,02
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	50*50	2,856	2,5	3,75	25,424	N	10	0,48	8T8	4,02
						C	16	0,51	8T8	4,02
5 ^{eme} et 6 ^{eme}	45*45	2,856	6,35	2,5	26,411	N	10	0,37	8T8	4,02
						C	16	0,59	8T8	4,02
7 ^{eme}	40*40	2,856	7,14	2,5	31,829	N	10	0,50	8T8	4,02
						C	14	0,70	8T8	4,02
Etage technique	40*40	2,38	5,95	2,5	31,829	N	10	0,50	6T8	3,02
						C	14	0,70	6T8	3,02

Tableau V.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Exemple de calcul :

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{2,856}{0,6} = 4,76$$

$$L_f = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times 340 = 238 \text{ cm}$$

$$A^{t \text{ cal}} = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{3,75 \times 22643 \times 100}{600 \times 400} = 35,38 \text{ mm}^2 = 0,3538 \text{ m}^2$$

V.2.5. Longueur de recouvrement :

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

Pour : T20..... $L_r=100$ cm

T16..... $L_r=80$ cm

T14..... $L_r=70$ cm

V.2.6. Ferraillage des poteaux d'entre sol :

Les poteaux du entre sol sont calculés à la compression simple, le ferraillage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

- B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r = (a-2)(b-2)$) cm^2

- α : Coefficient dépendant de l'élanement.

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

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

- L_f : Longueur de flambement.

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

- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

- B : Section du poteau ($B = a \times b$).

- N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du entre sol.

- La longueur de flambement $L_f = 0,7l_0$.

a. Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de : $N_u (\text{RDC})=2542,057 \text{ KN}$

Etage	Élément	G (kn)
Entre sol	Plancher RDC	$(5,59 \times 15,02) + (5,12 \times 10,2) = 136,21$
	Poutres porteuses	$0,35 \times 0,5 \times 25 \times (4,525 - 0,3) = 18,48$
	Poutre non porteuses	$0,3 \times 0,40 \times 25 \times (4,45 - 0,3) = 12,45$
	Poteaux	$(3,74 - 0,5) \times (0,6)^2 \times 25 = 29,16$
	Total	196,3

Tableau V.17 : l'effort normal des poteaux d'entre sol

$G_{\text{Total}} = 2738,357 \text{ KN}$

• Surcharge d'exploitation : $Q_{\text{RDC}} = 2,5 \times 20,14 = 50,35 \text{ KN}$

$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 3772,31 \text{ KN}$

d. Calcul du ferraillage :

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 17,32 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{0,6 \times 3,74 \cdot 10^2}{17,32} = 12,96 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,828$
- $Br = (60 - 2)^2 = 3364 \text{ cm}^2$

D'où:

$$A_s \geq \left(\frac{3772,31 \times 10^3}{0,828} - \frac{3364 \times 10^2 \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5} \right) \frac{1,15}{400} = -48,12 \Rightarrow A_s < 0$$

$A_s^{\min} = 0,9\% B$ selon RPA99 version 2003 $\longrightarrow A_s = A_s^{\min} = 32,4 \text{ cm}^2$

Conclusion :

Le calcul en compression simple des poteaux du entre sol à donner une section inférieure à celle exigée par le R.P.A. version 2003, par conséquent on retient pour le ferraillage de ces poteaux les mêmes sections d'armature des poteaux du RDC, soit :

Type du poteau	Section (Cm ²)	Chois	A _S adopté (Cm ²)
Poteau d'entre sol	60x60	4T20+12T16	36,7

Tableau V.18 : Ferraillage des Poteaux du entre sol.

V.2.7. Schéma de ferraillage des poteaux :

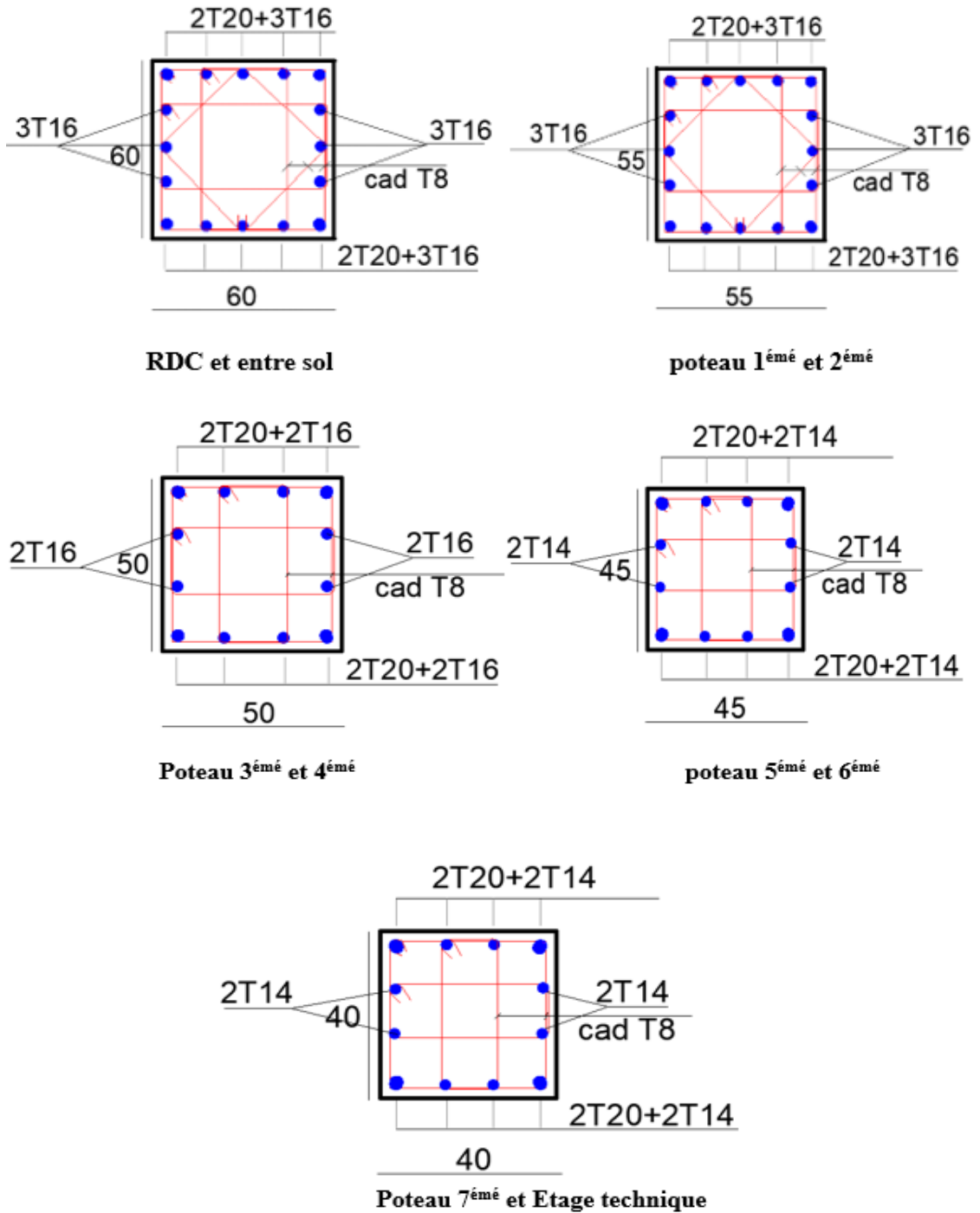


Figure.V.1 : Schéma de Ferrailage des poteaux

V.3.Ferrailage des poutres :**V.3.1 Introduction :**

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

On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93 : [3]

Situation durable :

ELU : 1.35 G + 1.5 Q

ELS : G + Q

b. Selon RPA 99 : [2]

Situation accidentelle

0.8 G ± E et G + Q ± E

V.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003 :

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

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

- **Situation durable :**

Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$.

Acier : $\gamma_s = 1,15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

- **Situation accidentelle :**

Béton : $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$.

Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$.

V.3.3 Calcul de ferrailage :

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

Ont disposé 3 types de poutres :

- Poutres porteur 35x50(cm²)
- Poutres non porteur 30x40(cm²)
- Poutre de chainage 30x40(cm²)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (Expert) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

1. Sens porteur :

a-Situation durable : 1.35G+1.5Q

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
RDC -6^{ème}	35x50	Travée	49,9765	3,28	0
		Appui	-89,4495	0	6
Terrasse accessible	35x50	Travée	43,0137	2,81	0
		Appui	-71,1721	0	4,73
Terrasse inaccessible	35x50	Travée	15,84	1,02	0
		Appui	-30,34	0	1,97

Tableau V.19 : Ferraillage des poutres porteuses 35x50.

b- Situation accidentelle : G+Q+E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
RDC -6^{ème}	35x50	Travée	161,1937	9,61	0
		Appui	-277,5979	0	17,62
Terrasse accessible	35x50	Travée	151,4878	8,99	0
		Appui	-216,6341	0	13,28
Terrasse inaccessible	35x50	Travée	72,7745	4,17	0
		Appui	-98,8446	0	5,72

Tableau V.20: Ferraillage des poutres porteuses 35x50.

c-Situation accidentelle : 0.8G +E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{s'} (cm ²)
RDC -6^{ème}	35x50	Travée	224,358	15,21	0
		Appui	-266,3804	0	16,79
Terrasse accessible	35x50	Travée	158,8032	9,45	0
		Appui	-207,688	0	12,67
Terrasse inaccessible	35x50	Travée	73,7497	4,22	0
		Appui	-95,2218	0	5,5

Tableau V.21 : Ferraillage des poutres porteuses 35x50.

2.Sens non porteur :

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{s'} (cm ²)
RDC -6^{ème}	30x40	Travée	58,8517	4,84	0
		Appui	-128,3938	0	11,27
Terrasse accessible	30x40	Travée	60,0051	4,94	0
		Appui	-150,6817	0	13,64
Terrasse inaccessible	30x40	Travée	47,3109	3,84	0
		Appui	-84,38	0	7,02

Tableau V.22 : Ferraillage des poutres non porteuses 30x40.

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
RDC -6^{ème}	30x40	Travée	131,3328	9,85	0
		Appui	-203,0322	0	16,1
Terrasse accessible	30x40	Travée	106,3751	7,8	0
		Appui	-200,5619	0	15,86
Terrasse inaccessible	30x40	Travée	91,9054	6,65	0
		Appui	-155,5004	0	11,73

Tableau V.23 : Ferraillage des poutres non porteuses 30x40.

c. Situation accidentelle : 0.8G +E.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
RDC -6^{ème}	30x40	Travée	121,3907	9,85	0
		Appui	-180,9698	0	14,01
Terrasse accessible	30x40	Travée	102,6995	10,27	0
		Appui	-174,391	0	7,5
Terrasse inaccessible	30x40	Travée	86,5113	6,24	0
		Appui	-139,5639	0	10,37

Tableau V.24 : Ferraillage des poutres non porteuses 30x40

2.Poutre de chaînage :

Combinaison	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
ELU	30x40	Travée	31,72	2,54	0
		Appui	-47,94	0	3,9
G+Q+E	30x40	Travée	26,96	1,85	0
		Appui	-46,53	0	3,25
0,8G+E	30x40	Travée	22,69	1,55	0
		Appui	-39,09	0	2,72

Tableau V.25 : Ferraillage des poutres de chaînage 30x40

V.3.4 Choix des armatures :

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

Étage	Position	A _s ^{max} Z.C (cm ²)	A _s ^{max} Z.R (cm ²)	A _s ^{min} Cm ²	A _s ^{cal} (Cm ²)	Choix des Armatures	A _s ^{adp} (Cm ²)
RDC -6^{ère}	Travée	70	105	8,75	15,21	6T20	18,85
	Appui	70	105	8,75	17,62	6T20	18,85
Terrasse accessible	Travée	70	105	8,75	9,45	4T20	12,57
	Appui	70	105	8,75	13,28	4T20+2T16	16,59
Terrasse inaccessible	Travée	70	105	8,75	4,22	4T20	12,57
	Appui	70	105	8,75	5,72	4T20	12,57

Tableau V.26 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 35x50.

Étage	Position	A_S^{max} Z.C (cm ²)	A_S^{max} Z.R (cm ²)	A_S^{min} Cm ²	A_S^{cal} (Cm ²)	Choix des Armatures	A_S^{adp} (Cm ²)
RDC -6 ^{ème}	Travée	48	72	6	9,85	3T20+2T14	12,5
	Appui	48	72	6	16,1	5T20+1T14	17,25
Terrasse accessible	Travée	48	72	6	10,27	3T20+2T14	12,5
	Appui	48	72	6	15,86	5T20+1T14	17,25
Terrasse inaccessible	Travée	48	72	6	3,65	3T20	9,42
	Appui	48	72	6	11,73	3T20+2T14	12,5

Tableau V.27 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40.

Section	Position	A_S^{max} Z.C (cm ²)	A_S^{max} Z.R (cm ²)	A_S^{min} (Cm ²)	A_S^{cal} (Cm ²)	Choix des Armatures	A_S^{adp} (Cm ²)
30x40	Travée	48	72	6	2,54	3T16	6,03
30x40	Appui	48	72	6	3,9	3T16	6,03

Tableau V.28 : Choix des armatures pour les poutres chainage 30x40

V.3.5 Condition de non fragilité :

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

Avec :

$$f_{t28} = 2.1\text{MPa} \quad ; \quad f_e = 400\text{Mpa}$$

Section (cm ²)	$A_{S(\min)}^{choisi}$ (Cm ²)	A_S^{min} (Cm ²)	Vérification
35x50	12,57	1,90	Vérifiée
30x40	9,42	1,30	Vérifiée
30x40	6,03	1,30	Vérifiée

Tableau V.29: Vérification de la condition de non fragilité.

V.3.6 Vérification vis à vis de l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton.**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Acier.**
- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, 150\eta\right)$

- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{3}f_e, 110\eta\right)$

Avec :

$$\eta = 1,6 \text{ pour les aciers H.A}$$

a. Sens longitudinal (poutre porteuse) :

Étage	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
RDC -6^{ème}	Travée	36,1785	2,2	15	48,9	201,6	Vérifier
	Appui	-65,2624	3,97	15	88,3	201,6	Vérifier
Terrasse accessible	Travée	31,067	2,02	15	61,7	201,6	Vérifier
	Appui	-51,7959	3,09	15	78,7	201,6	Vérifier
Terrasse inaccessible	Travée	+11,51	0,75	15	22,9	201,6	Vérifier
	Appui	-22,29	1,46	15	44,7	201,6	Vérifier

Tableau V.30: Vérification des poutres porteuse 35x50 à l'ELS

b. sens transversal (poutre non porteuse) :

Étage	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
RDC -6 ^{ème}	Travée	42,5261	3,93	15	72,7	201,6	Vérifier
	Appui	-92,394	8,75	15	171,8	201,6	Vérifier
Terrasse accessible	Travée	43,5818	4,51	15	109,7	201,6	Vérifier
	Appui	-109,45	10,1	15	187	201,6	Vérifier
Terrasse inaccessible	Travée	34,4618	3,9	15	114,8	201,6	Vérifier
	Appui	-54,523	6,36	15	155,4	201,6	Vérifier

Tableau V.31: Vérification des poutres non porteuse 30x40 à l'ELS

d. Poutre de chaînage_:

Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	+23,4916	3,37	15	120,5	201,6	Vérifier
Appui	-35,4691	5,08	15	181,9	201,6	Vérifier

Tableau V.32 : Vérification des poutres de chaînage 30x40 à l'ELS.

V.3.7 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.

τ̄_u = Min (0,10 f_{c28} ; 4MPa) = 2,5MPa. (Fissuration préjudiciable). **Selon le BAEL91 modifié 99**

Étage	Sens	Section	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Vérification
RDC -6 ^{ème}	Porteur	35x50	72,519	0,460	2,5	Vérifier
	Non Porteur	30x40	151,051	1,399	2,5	Vérifier
	Poutre chainage	30x40	53,253	0,493	2,5	Vérifier
Terrasse accessible	Porteur	35x50	39,054	0,248	2,5	Vérifier
	Non Porteur	30x40	147,58	1,366	2,5	Vérifier
	Poutre chainage	30x40	20,934	0,194	2,5	Vérifier
Terrasse inaccessible	Porteur	35x50	27,832	0,177	2,5	Vérifier
	Non Porteur	30x40	109,051	1,009	2,5	Vérifier
	Poutre chainage	30x40	10,265	0,095	2,5	Vérifier

Tableau V.33: Vérification de la contrainte de cisaillement

V.3.8 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 ($f_e=400MPa$).

$$\text{❖ Selon le BAEL 91 modifié 99 : } \rightarrow \begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40cm) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{cases}$$

$$\text{❖ Selon le RPA 99 version 2003 : } \rightarrow \begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,43cm$$

➤ Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Section (Cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL 91	RPA99		S _t ^{adp} (Cm)		A _t (Cm ²)	Choix	A _t ^{adop}
				S _t (cm)	S _t (cm) ZN	S _t (cm)Z C	ZN	ZC			
Porteur	35x50	67,544	0,460	40	12,5	25	15	20	2,1	4T10	3,4
Non Porteur	30x40	154,25	1,399	32,4	10	20	15	20	1,8	4T8	2,01
Poutre chainage	30x40	52,547	0,493	32,4	10	20	15	20	1,8	4T8	2,01

Tableau V.34: calcul des armatures transversales.

V.3.9 Recouvrement des armatures longitudinales :

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

On a:

Ø=20mm..... L_r=100cm

Ø=16mm..... L_r=80cm

Ø=14mm..... L_r=70cm

V.3.7-Arrêt des barres :

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

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

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

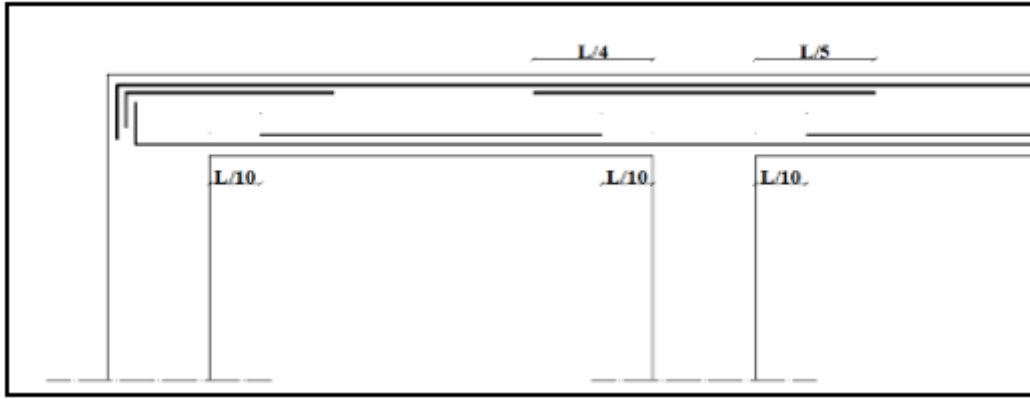


Figure V.2 : Arrêt des barres.

V.3.10 Vérification de la flèche :

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

Tel que :

$$\bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

La valeur de la flèche maximale sous charge instantanée :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}}$$

La valeur de la flèche maximale sous charge a longue durée d'application :

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}}$$

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

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

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

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

Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

➤ **Poutre principale**

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	ρ	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
+36,1785	12,57	0,009311	2,25537	0,902148	0755993	195700,1	79580,99	127983,3

f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Vérification
5,43315	10,0439	4,61073	11,2	La flèche est vérifiée

Tableau V.35 : vérification de la flèche de poutre porteuses

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{l}{1000} = 0,5 + \frac{620}{1000} = 1,12cm = 11,2mm$$

➤ **Poutre secondaire**

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	ρ	λ_i	λ_v	μ	I_0 (Cm ⁴)	I_{fi} (Cm ⁴)	I_{fv} (Cm ⁴)
43,5818	9,42	0,0087	2,8662	1,1464	0,7011	95778,82	35004,84	58404,63

f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Vérification
7,66522	13,6584	5,99315	8,9	La flèche est vérifiée

Tableau V.36 : vérification de la flèche de poutre non porteuses

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{445}{500} = 0,89cm = 8,9mm$$

➤ Poutre de chaînage :

M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	ρ	λ _i	λ _v	μ	I _o (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
+23,4915	6,03	0,0055	4,4776	1,7910	0,5740	69378,94	21374,1	37627,65

f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Vérification
6,91951	11,6856	4,76605	9	La flèche est vérifiée

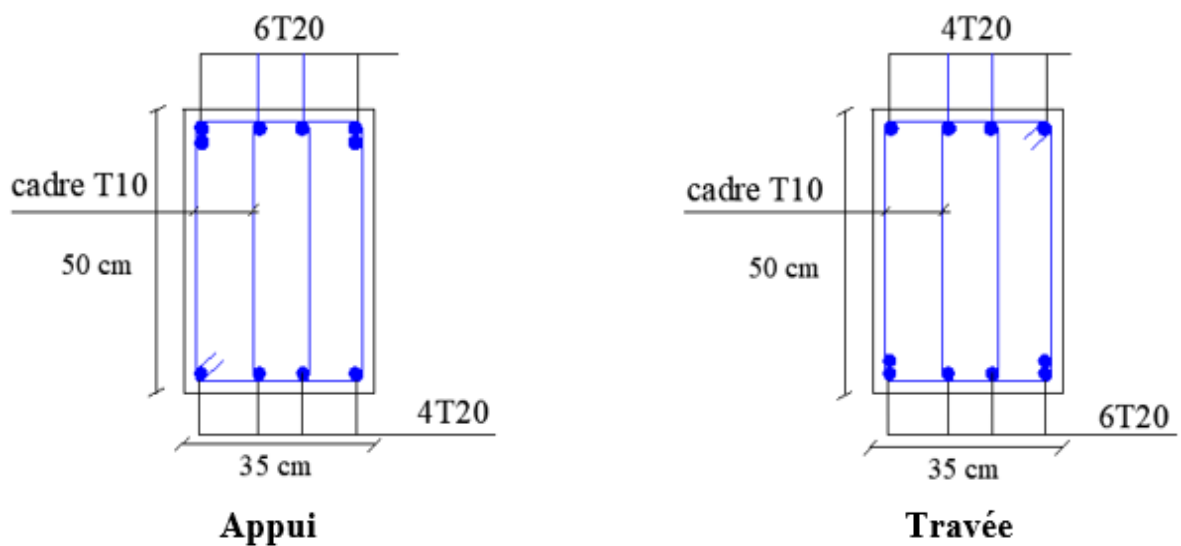
Tableau V.37. Vérification de la flèche de poutre de chaînage

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0,9cm = 9mm$$

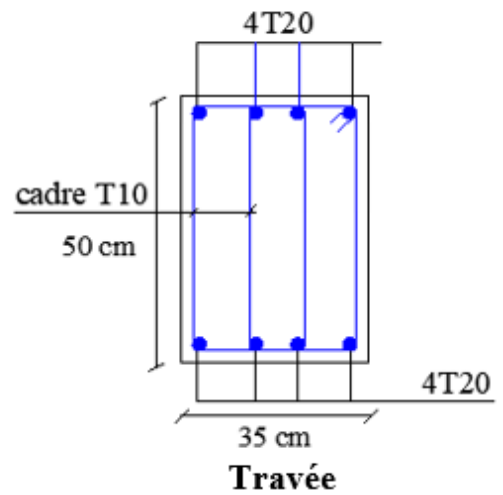
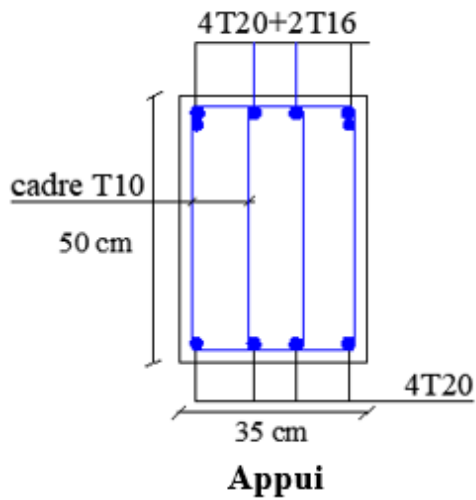
V.3.11 Schémas du ferrailage :

➤ Poutre porteuse :

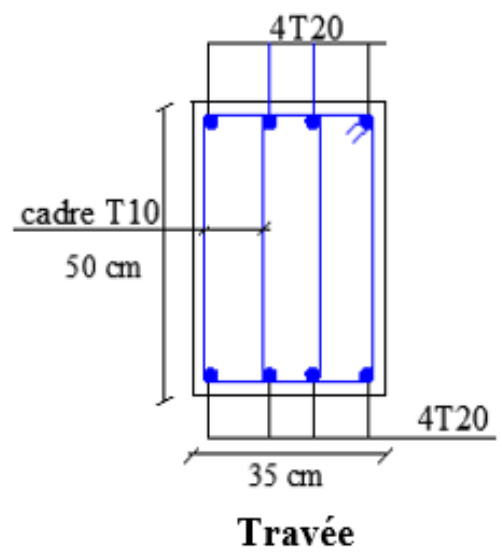
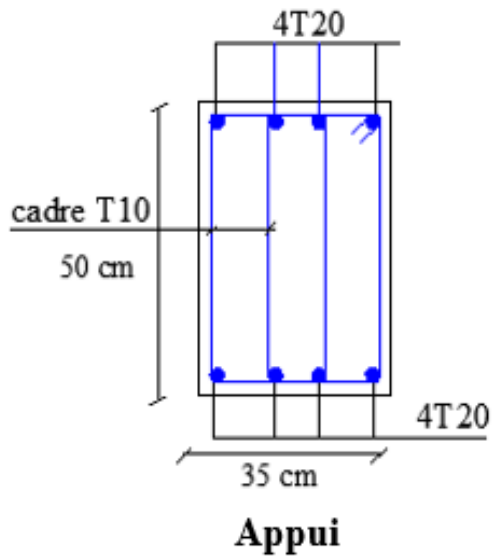
a. Etage courante :



b. Terrasse accessible :

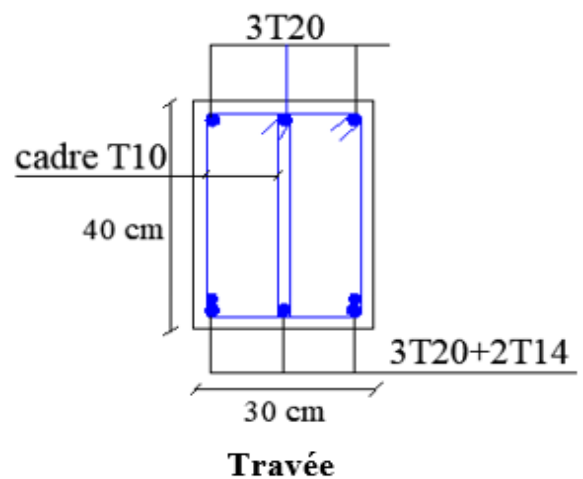
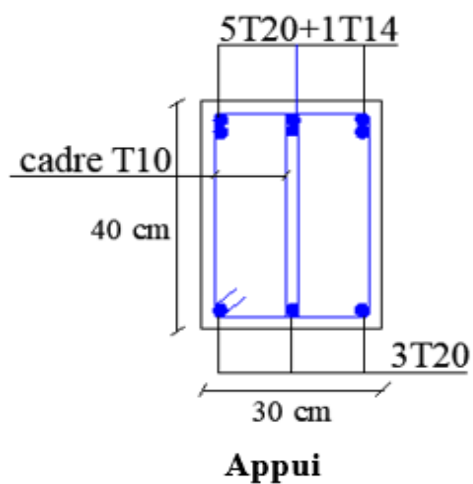


c. Terrasse inaccessible :

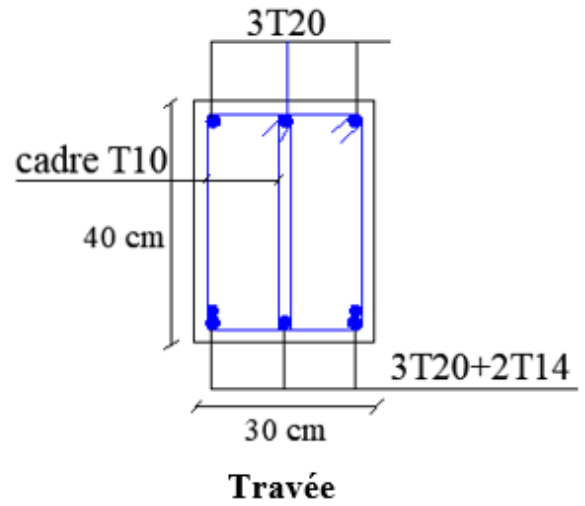
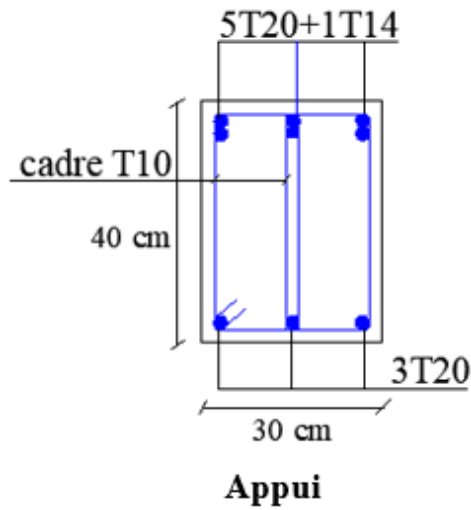


➤ Poutre non porteuse :

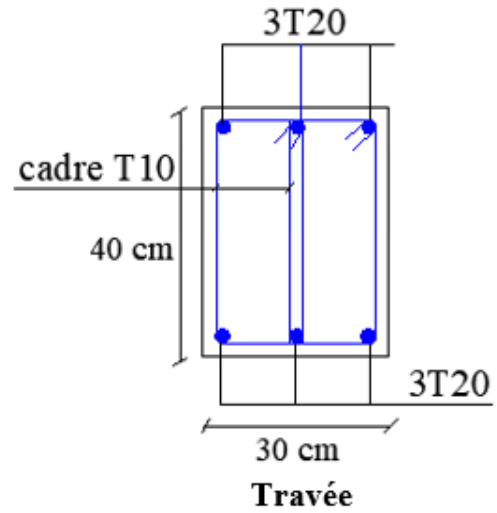
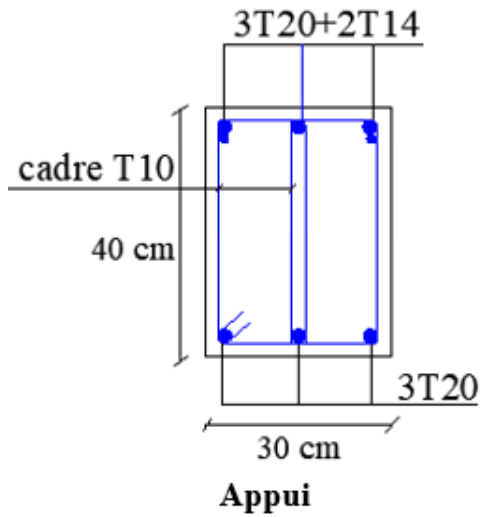
a. Etage courante :



b. Terrasse accessible :



c. Terrasse inaccessible :



➤ Poutre de chaînage :

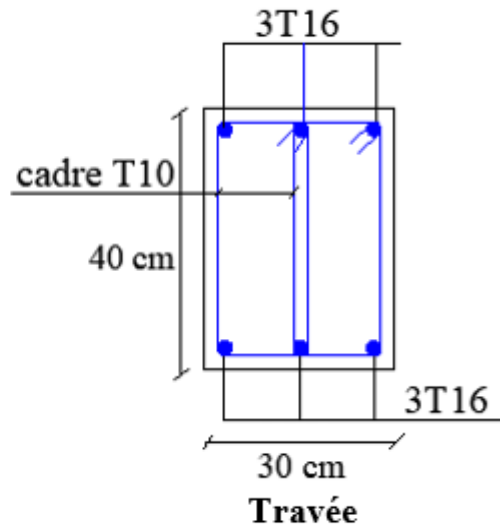
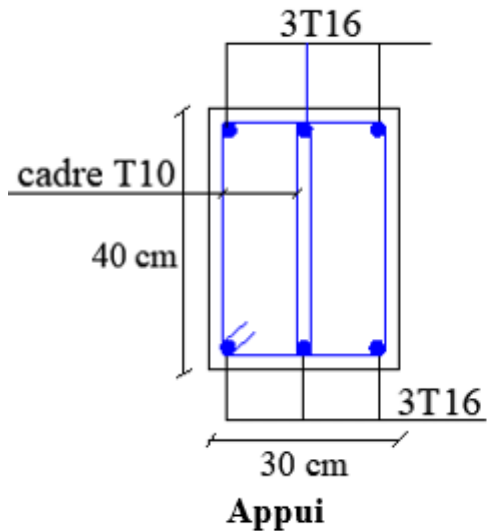


Figure.V.3 : Schéma de Ferraillage des Poutres.

V.4.Ferrailage des voiles :

V.4.1 Généralités :

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

Ces éléments peuvent être :

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

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes :

Pour le ferrailage des trumeaux, le calcul et la disposition des aciers verticaux et les aciers horizontaux est conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

V.4.2 : 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.

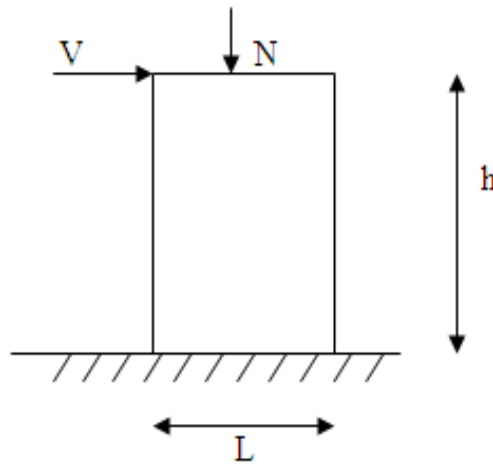


Figure V.4 : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée

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 des 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 horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

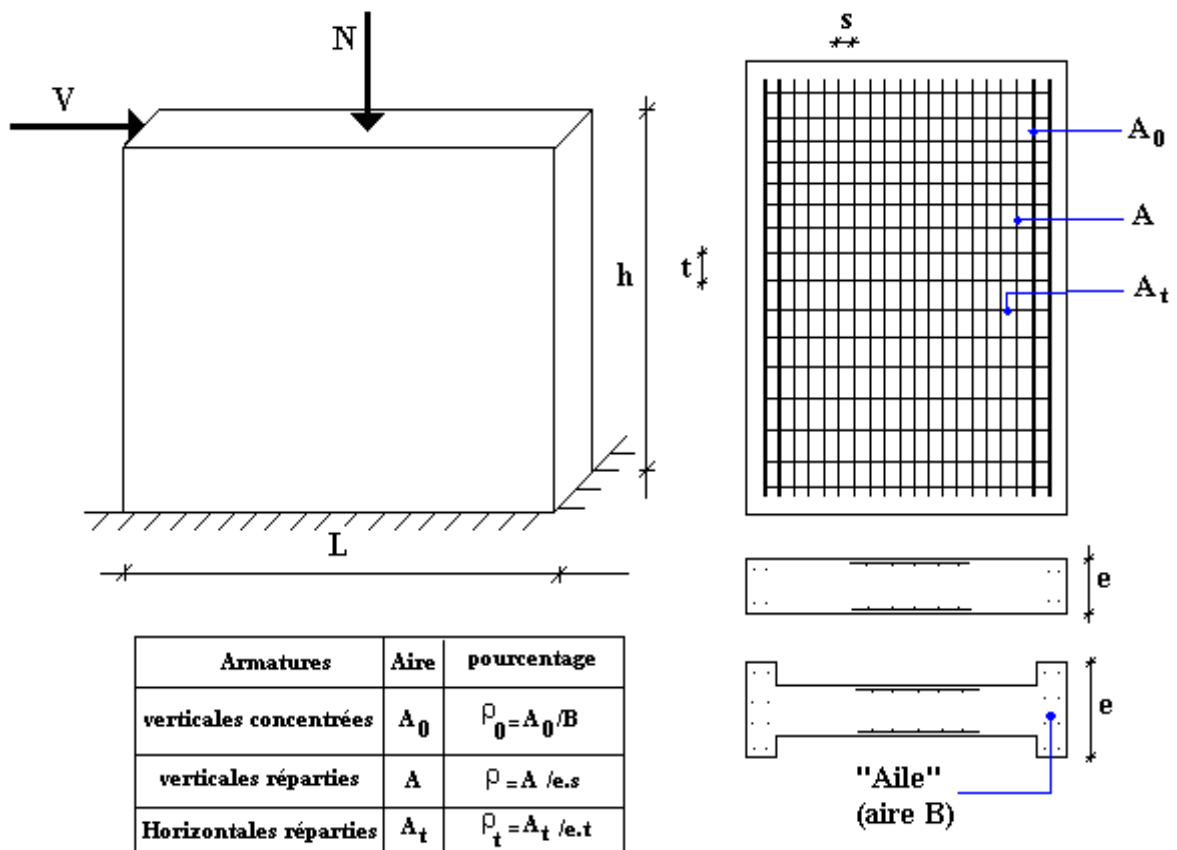


Figure V.5 : Schéma d'une voile pleine et disposition du ferrailage

➤ **Préconisation du BAEL91 [1]**

• **Justifications sous sollicitations normales**

a. Conditions d'application

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

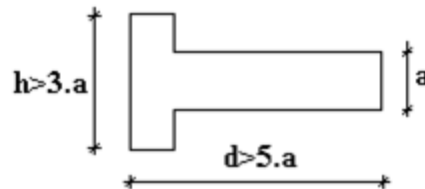


Figure V.6 : Définition de l'élément mur

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

Soit :

l : La hauteur libre du mur;

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

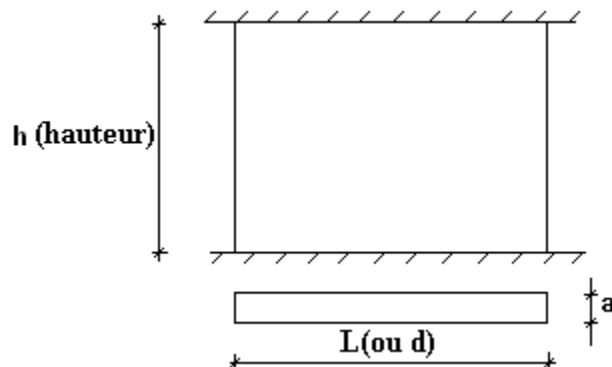


Figure V.7 : Mur encastéré

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement de l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

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

Tableau V.38: Valeurs de (l_f/l)

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

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

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.

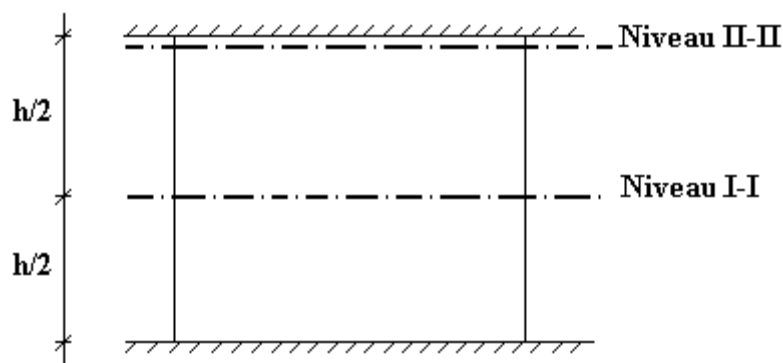
	Notation	Unités	Voile armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	M^2		$d(a-0,02)$
Pour $\lambda \leq 50$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Pour $50 \leq \lambda \leq 80$			$0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Tableau V.39 : Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$

Remarque :

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

c. Niveaux de vérification :



On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

d. Aciers minimaux

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

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\text{lim}}} \right) \right]$ Par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3}; 0,001 \right]$ $\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

Tableau V.40 : Aciers verticaux et horizontaux

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

2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements)

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

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

Tableau V.41 : Aciers transversaux

e. 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 $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

- **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 comprimée

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

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 : $A_s = \frac{F_T}{\sigma_s}$

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 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

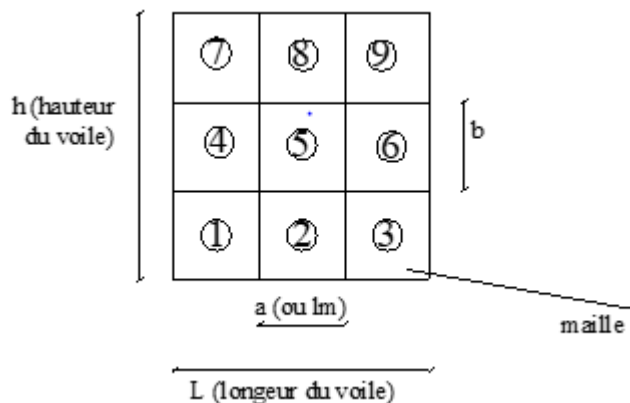


Figure V.8 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferraillage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

• **Aciers horizontaux**

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

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

$\tau_u = S_{12}$ Est donnée par les résultats du logiciel **SAP2000**,

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v ,

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau),

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

• **Aciers supplémentaires et dispositions constructives**

- **Aciers de peau** : pour limiter les effets hygrothermiques (voir le tableau ci-dessous)

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	Cm ²	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	M	0,5	0,33

Tableau V.42 : Aciers supplémentaires

- **Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA 99/VER2003)**

Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

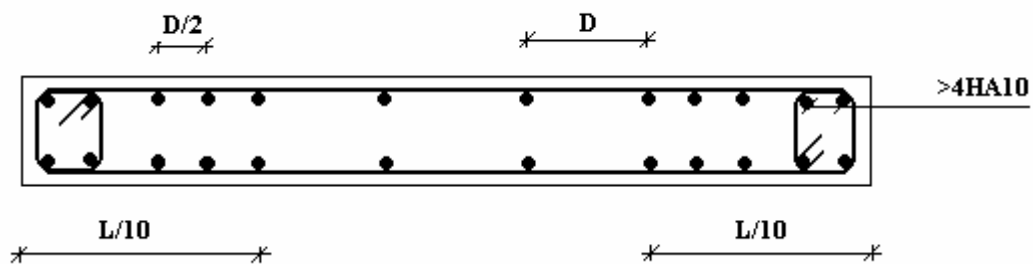


Figure V.9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

a. 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.

b. Règles communes

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%
 - En zone courante 0.10%
 - L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
 - Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
 - Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
 - Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
 - Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
 - Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$
- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

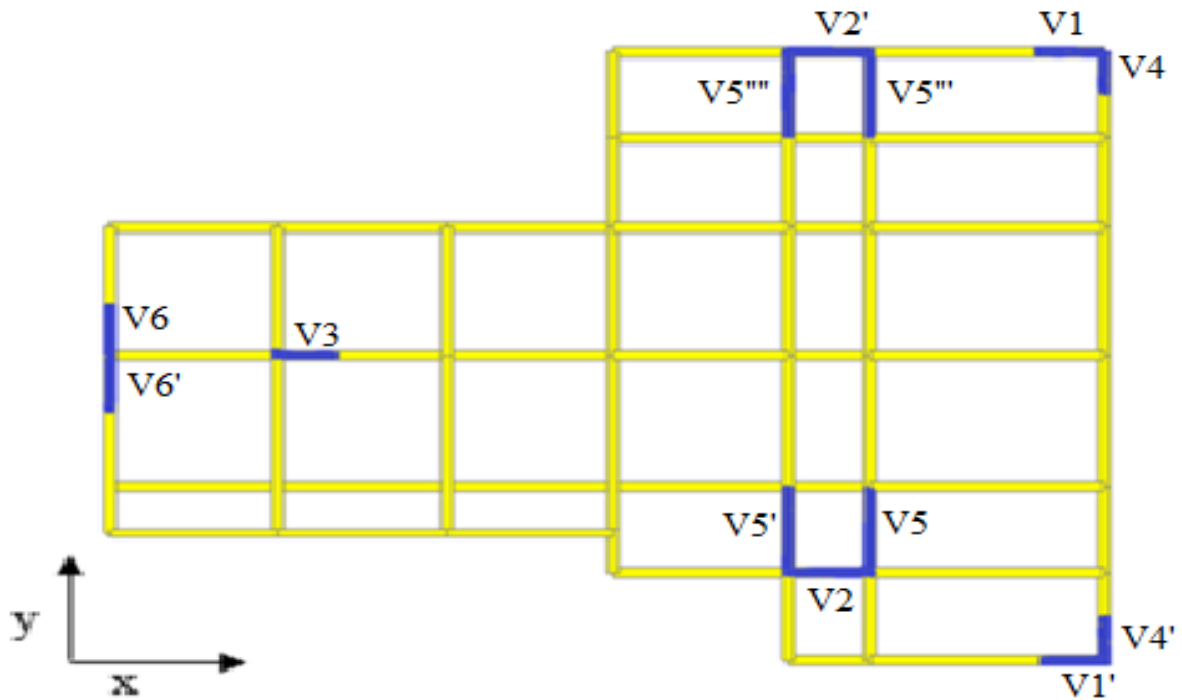


Figure V.10 : Disposition des voiles

	V1	V2	V3	V4	V5	V6
e (cm)	20	20	20	20	20	20
L_i (m)	1	2,2	1	1	2,95	1,6
L_{voile} (m)	0,5	0,73	0,5	0,5	0,98	0,53

Tableau V.43 : Caractéristiques des voiles.

V.4.3. Exemple de calcul (voile V1) :

Soit le voile de longueur

$L = 1\text{m}$

$a = 0.2\text{ m}$ (épaisseur)

$h_e = 4,08\text{ m}$ (hauteur de d'étage).

V.4.3. 1. Contraintes limites

Pour une hauteur d'étage de 4,08 d'où la hauteur libre est égale à :

$$h_e = 4,08 - 0,50 = 3,58\text{m} \quad (0,50\text{m} : \text{hauteur de la poutre})$$

	Unité	Voile non armé	Voile armé
Longueur de flambement l_f	M	$0,85 * 3,58 = 3,043$	$0,80 * 3,58 = 2,864$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 52,706$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 49,606$
Coefficient α		0,420	0,606
Section réduite B_r (Par ml) Avec $d = 1\text{m}$	M ²	$(a - 0,02)1 = (0,20 - 0,02)1 = 0,18$	0,18
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u\text{lim}}}{a d}$ Avec $d = 1\text{m}$	MPa	$\sigma_{bna} = \frac{0,420}{1} \left[\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,2} \right]$ $\sigma_{bna} = 9,135\text{MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,606}{0,2 \times 1} \left(\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 13,425\text{MPa}$

Tableau V.44: calcul de σ_{bna} et σ_{ba} pour exemple.

Remarque :

$$\sigma_{ba} = 13,425 \text{ MPa} \text{ correspondant à } A_s = 0,1\% \text{ de } B_{et}$$

$$B_{et} = (0,2) (0,5) = 0,1 \text{ m}^2 \quad \text{alors : } A_s = 1 \text{ cm}^2$$

V.4.3. 2. Armatures de traction :

Les résultats récapitulent dans le tableau suivant :

Maille	1	2
L_i (m)	0,5	0,5
Dimensions (m ²) (a*I ⁱ) = S _j	0,1	0,1
Contrainte moyenne par maille σ_j (MPa)	3,32	0,21
Force de traction F _i (MN) = $\sigma_j S_j$	0,33	0,021
Section d'acier (cm ²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (Situation accidentelle $\gamma_s = 1$)	9,54	0,6
Aciers minimaux (cm ²) 1. Selon BAEL : 0,1% S _{béton} 2. Selon RPA99 : 0,15 % S _{béton}	1	1
Choix	1,5	1,5
	2x5T12	2x4T10
A _v adopté	11,31	6,28
S _i : espacement (cm)	12,5	16,6
S ≤ (1,5 a, 30 cm) S ≤ 30 cm	Vérifie	Vérifie

Tableau V.45 : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1)

V.4.3. 3. Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) :

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

$$A_{vj} = 1,1 \frac{0,57(200)(500)}{400} 1,4 = 219 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 2,19 \text{ cm}^2$$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de risque de coulage.

V.4.3. 4.Acier horizontaux :

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau} \bar{u} a S_t}{(0,8 f_e) 0,8} \quad \text{avec : } \bar{\tau} \bar{u} = 1,4 \quad \bar{\tau} \bar{u} = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 30 \text{ cm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4(0,57)(200)(300)}{(0,8)(400)(0,8)} = 1,87 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; \text{ avec } A_v \text{ est la section d'acier vertical de la maille la plus armé}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (10,58) = 7,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) a.l = 0,15\% (20)(50) = 1,5 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}, A_{h \min}) = 7,12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 5T10 = 7,85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{50}{4} = 12,5 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 12,5 \text{ cm} < S_{t \min} = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Vérifier**

Note : les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge 0,8G+E.

Les résultats de ferraillage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

- **Armature verticale de traction :**

Voile 1 : X= 1 m

Etage	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_s/S (%)	Le choix	$A_{v \text{ adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC -3ème	1	0,5	0,1	3,32	0,33	9,54	0,95	2*2T14	10,68	10
								2*2T12		20
	2	0,5	0,1	0,21	0,021	0,6	0,06	2*2T10	6,28	10
								2*2T10		20
4ème -7ème	1	0,5	0,1	0,4	0,04	1,15	0,11	2*2T10	6,28	10
								2*2T10		20
	2	0,5	0,1	-0,82	/	/	/	2*2T10	6,28	10
								2*2T10		20

Tableau V.46 : Calcul des armatures du voile (V1)

- Selon le BAEL : $\rho_v = 10\%$
- Selon le RPA99 : $\rho_v = 15\%$

$$\text{D'où : } \rho_v = \text{Max} \{ \text{min BAEL ; min RPA99} \}$$

Alors : $A_v = \text{Max} \{ A_v \text{ RPA ; } A_v \text{ BAEL ; } A_v \text{ calcule} \}$.

Maille	L_i (m)	A_v (cm ²) selon BAEL	A_v (cm ²) selon RPA99
1-2	0,5	1	1,5

Tableau V.47: Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (v1)

Voile 2 x=2,2 m

Étage	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	A_s/S (%)	Le choix	A_v (cm ²)	S_t (cm)
RDC -3ème	1	0,73	0,147	3,28	0,48	13,86	0,94	2*3T14	13,95	10
								2*3T10		20
	2	0,73	0,147	0,2	0,03	0,85	0,06	2*5T10	7,85	20
	3	0,73	0,147	2,58	0,38	10,9	0,74	2*3T12	11,5	10
								2*3T10		20
	4ème -7ème	1	0,73	0,147	-0,50	/	/	/	2*3T10	9,42
2*3T10									20	
2		0,73	0,147	-0,90	/	/	/	2*5T10	7,85	20
3		0,73	0,147	-0,51	/	/	/	2*3T10	9,42	10
								2*3T10		20
Etage technique		1	0,73	0,147	0,12	0,018	0,5	0,03	2*3T10	9,42
	2*3T10								20	
	2	0,73	0,147	-0,05	/	/	/	2*5T10	7,85	20
	3	0,73	0,147	-0,03	/	/	/	2*3T10	9,42	10
								2*3T10		20

Tableau V.48 : Calcul des armatures du voile (V2)

Maille	L_i (m)	A_v (cm ²) Selon BAEL	A_v (cm ²) Selon RPA99
1-2-3	0,73	1,47	2,05

Tableau V.49: Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V2)

Voile 3 : X=1m :

Etage	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_s/S (%)	Le choix	$A_{Vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC-3ème	1	0,5	0,1	-1,13	/	/	/	2*2T10	6,28	10
								2*2T10		20
	2	0,5	0,1	2,05	0,21	5,89	0,59	2*2T10	6,28	10
								2*2T10		20
4ème-7ème	1	0,5	0,1	-1,67	/	/	/	2*2T10	6,28	10
								2*2T10		20
	2	0,5	0,1	-0,54	/	/	/	2*2T10	6,28	10
								2*2T10		20

Tableau V.50 : Calcul des armatures du voile (V3)

Maille	L_i (m)	A_v (cm ²) Selon BAEL	A_v (cm ²) Selon RPA99
1	0,5	1	1,5

Tableau V.51: Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V3)

Voile 4 : y=1m

Etage	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_s/S (%)	Le choix	$A_{Vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC-3ème	1	0,5	0,1	0,54	0,054	1,55	0,16	2*2T10	6,28	10
								2*2T10		20
	2	0,5	0,1	-0,28	/	/	/	2*2T10	6,28	10
								2*2T10		20
4ème-7ème	1	0,5	0,1	-0,06	/	/	/	2*2T10	6,28	10
								2*2T10		20
	2	0,5	0,1	0,52	0,052	1,49	0,15	2*2T10	6,28	10
								2*2T10		20

Tableau V.52 : Calcul des armatures du voile (V4)

Maille	L_i (m)	A_v (cm ²) Selon BAEL	A_v (cm ²) Selon RPA99
1-2-3	0,5	1	1,5

Tableau V.53: Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V4)

Voile 5 : Y=2,95m

Étage	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	A_s/S (%)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC -3ème	1	0,98	0,197	2,06	0,4	11,66	0,59	2*4T10	12,57	10
								2*4T10		20
	2	0,98	0,197	1,26	0,25	7,13	0,36	2*6T10	9,42	20
	3	0,98	0,197	3,89	0,76	22,02	1,11	2*4T14	24,63	10
								2*4T14		20
	4ème -7ème	1	0,98	0,197	0,15	0,03	0,85	0,04	2*4T10	12,57
2*4T10									20	
2		0,98	0,197	-0,33	/	/	/	2*6T10	9,42	20
3		0,98	0,197	0,24	0,04	1,36	0,07	2*4T10	12,57	10
								2*4T10		20
Etagé technique		1	0,98	0,197	0,4	0,08	2,26	0,11	2*4T10	12,57
	2*4T10								20	
	2	0,98	0,197	-0,015	/	/	/	2*6T10	9,42	20
	3	0,98	0,197	0,32	0,06	1,81	0,09	2*4T10	12,57	10
								2*4T10		20

Tableau V.54 : Calcul des armatures du voile (V5)

Maille	L_i (m)	A_v (cm ²) Selon BAEL	A_v (cm ²) Selon RPA99
1-2-3	0,98	1,97	2,96

Tableau V.55: Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V5)

Voile 6 : Y=1,6 m :

Etage	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	A_s/S (%)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC -3ème	1	0,53	0,106	0,53	0,056	1,61	0,15	2*2T10	6,28	10
								2*2T10		20
	2	0,53	0,106	4,65	0,49	14,16	1,33	2*3T20	18,85	20
	3	0,53	0,106	8,2	0,86	24,97	2,35	2*2T20	25,13	10
								2*2T20		20
	4ème -7ème	1	0,53	0,106	-0,78	/	/	/	2*2T10	6,28
2*2T10									20	
2		0,53	0,106	-0,11	/	/	/	2*3T10	4,71	20
3		0,53	0,106	2,38	0,27	7,25	0,68	2*2T10	6,28	10
								2*2T10		20

Tableau V.56 : Calcul des armatures du voile (V6)

Maille	L_i (m)	A_v (cm ²) Selon BAEL	A_v (cm ²) Selon RPA99
1-2	0,53	1,06	1,29

Tableau V.57 : Calcul des armatures selon BAEL et RPA du voile (V6)

- Armature de joint de bétonnage (acier de couture) :

Voile	Etage	L_i (m)	S_{12} (MPa)	A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	$A_{Vadopté}$ (cm ²)
V1	RDC-3ème	0,5	0,57	2,19	2*4T10	6,28
	4ème-7 -ème	0,5	1,18	4,54	2*4T10	6,28
V2	RDC-3ème	0,73	2,6	14,61	2*5T14	15,39
	4ème-7 -ème	0,73	1,5	8,43	2*5T12	11,31
	Etage technique	0,73	0,56	3,15	2*5T10	7,85
V3	RDC-3ème	0,5	0,67	2,58	2*4T10	6,28
	4ème-7 -ème	0,5	1,16	4,47	2*4T10	6,28
V4	RDC-3ème	0,5	0,33	1,27	2*4T10	6,28
	4ème-7 -ème	0,5	1,01	3,89	2*4T10	6,28
V5	RDC-3ème	0,98	1,11	8,38	2*6T10	9,42
	4ème-7 -ème	0,98	0,71	5,36	2*6T10	9,42
	Etage technique	0,98	0,29	2,19	2*6T10	9,42
V6	RDC-3ème	0,53	1,13	4,61	2*4T10	6,28
	4ème-7 -ème	0,53	1,87	7,63	2*4T10	6,28

Tableau V.58 : calcul des aciers de couture des voiles

- Aciers horizontaux

Voile	Etage	τ_u (MPa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_{h}^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
V1	RDC- 3ème	0,798	1,87	7,12	1,50	7,12	2*5T10	7,85	12,5
	4ème- 7 -ème	1,652	3,87	4,19	1,50	4,19	2*5T10	7,85	12,5
V2	RDC- 3ème	3,64	8,53	9,30	2,19	9,30	2*5T12	11,31	18,25
	4ème- 7 -ème	2,1	4,92	6,28	2,19	6,28	2*5T10	7,85	18,25
	Etage technique	0,784	1,84	6,28	2,19	6,28	2*5T10	7,85	18,25
V3	RDC- 3ème	0,938	2,20	4,19	1,50	4,19	2*5T10	7,85	12,5
	4ème- 7 -ème	1,624	3,81	4,19	1,50	4,19	2*5T10	7,85	12,5
V4	RDC- 3ème	0,462	1,08	4,19	1,50	4,19	2*5T10	7,85	12,5
	4ème- 7 -ème	1,414	3,31	4,19	1,50	4,19	2*5T10	7,85	12,5
V5	RDC- 3ème	1,554	3,64	16,42	2,94	16,42	2*6T14	18,47	20
	4ème- 7 -ème	0,994	2,33	8,38	2,94	8,38	2*6T10	9,42	20
	Etage technique	0,406	0,95	8,38	2,94	8,38	2*6T10	9,42	20
V6	RDC- 3ème	1,582	3,71	16,75	1,59	16,75	2*6T14	18,47	10
	4ème- 7 -ème	2,618	6,14	4,19	1,59	6,14	2*6T10	9,42	10

Tableau V.59: Calcul des aciers horizontaux des voiles

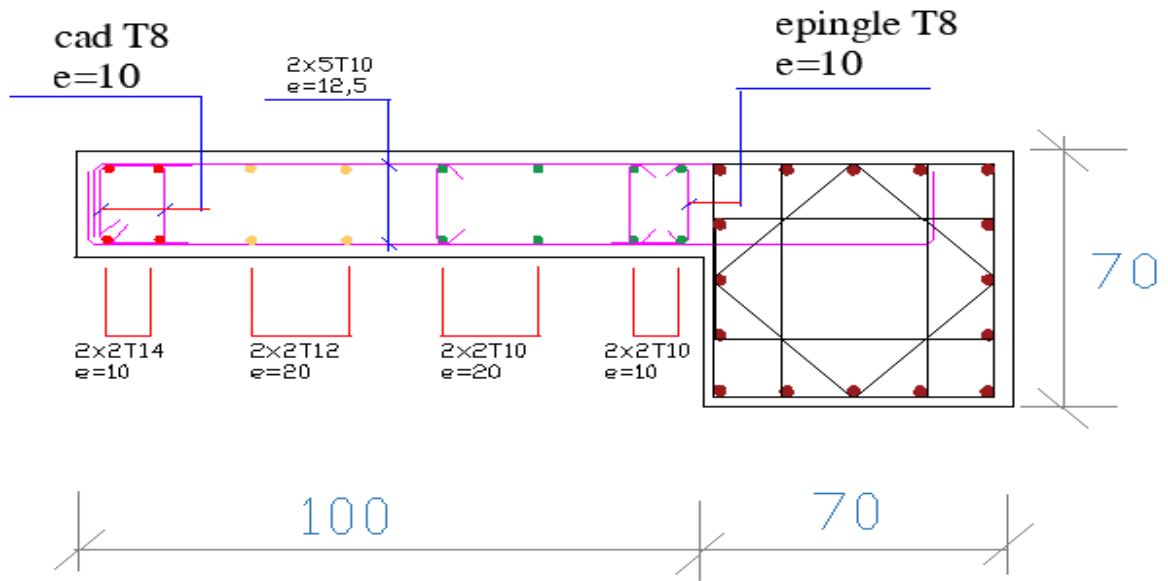


Figure V.11 : Ferraillage Voile (V1 et V1') RDC -3 ème.

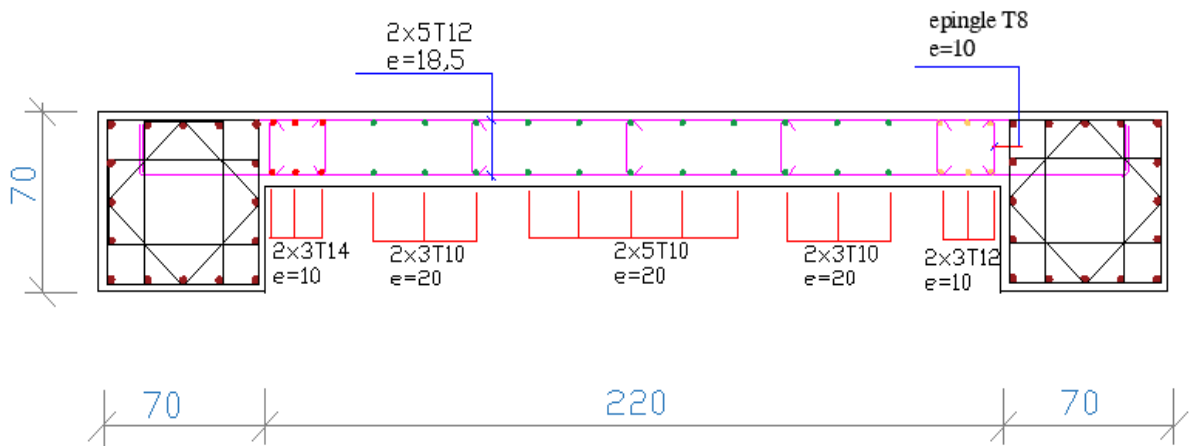


Figure V.12 : Ferraillage Voile (V2 et V2') RDC -3 ème.

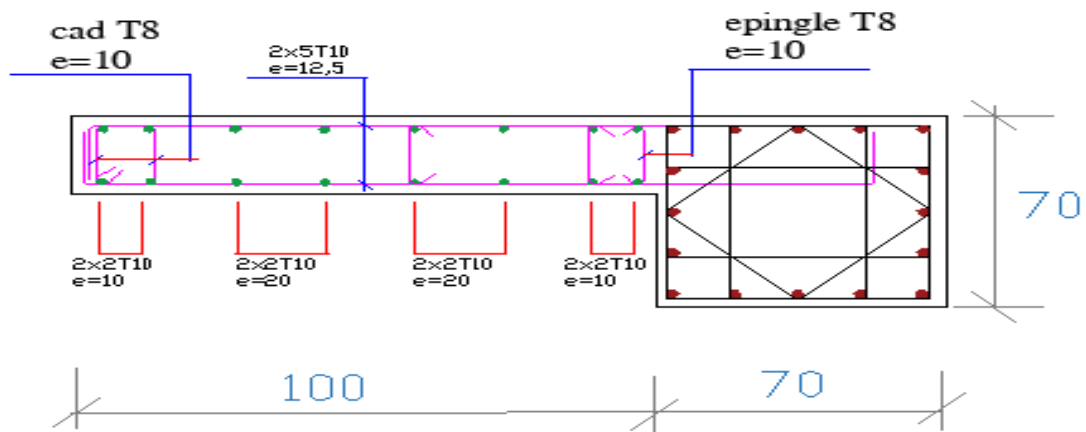


Figure V.13 : Ferraillage Voile (V3) RDC -3 ème.

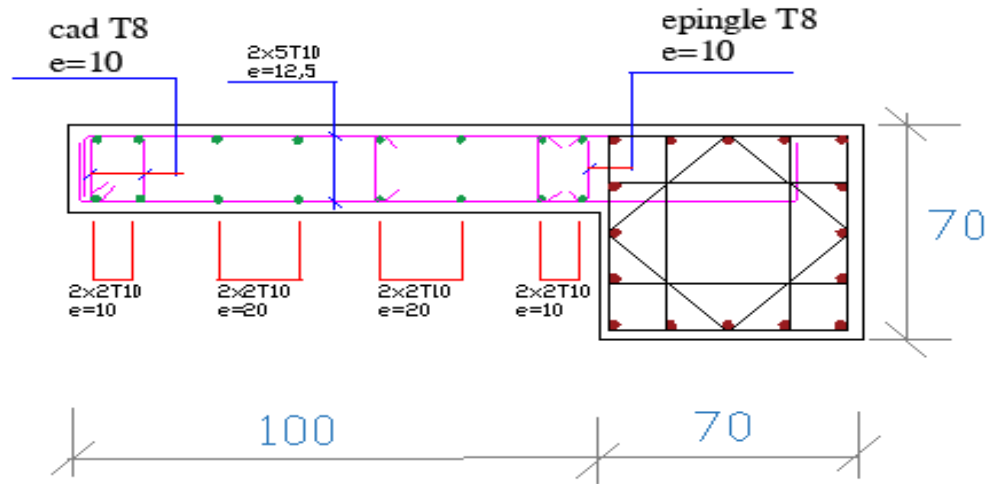


Figure V.14 : Ferraillage Voile (V4 et V4') RDC -3 ème.

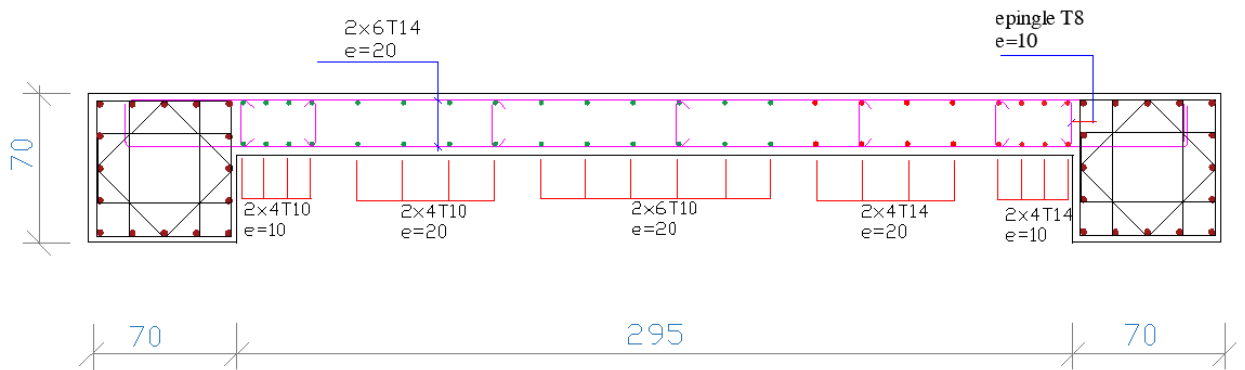


Figure V.15 : Ferraillage Voile (V5 et V5'et V5'''et V5''''') RDC -3 ème.

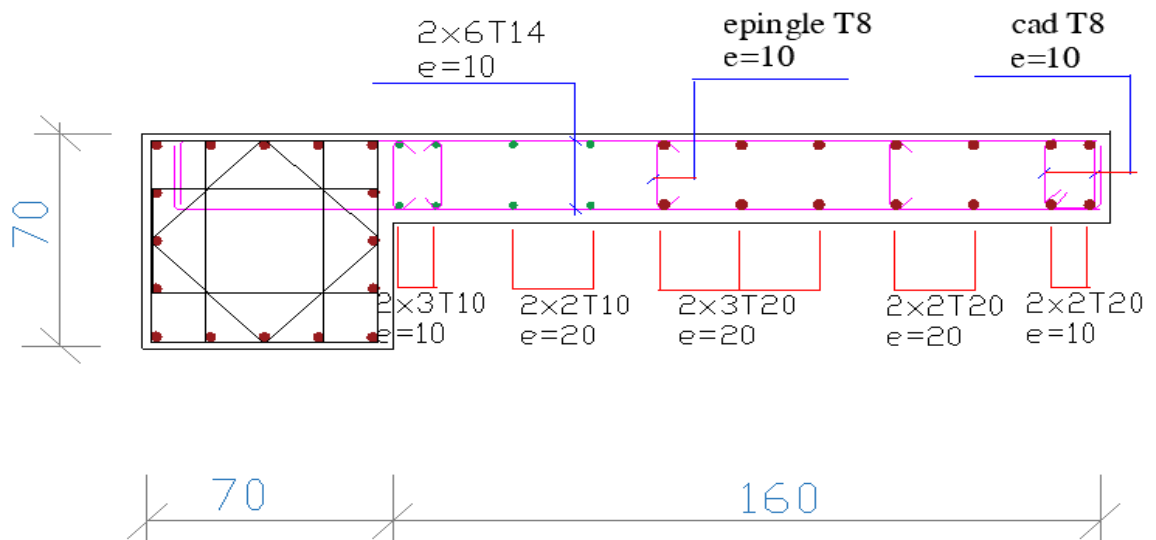


Figure V.16 : Ferraillage Voile (V6 et V6') RDC -3 ème.

VI.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service.

En structures, on est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et on doit opérer des choix en prenant en compte :

- Taux de travail sur le sol.
- Genre de structure (souple, rigide).
- Type de fondations et leur ancrage

VI.2. Fonctions assurées par les fondations :

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, dû à l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.3. Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, Filantes ou radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits ou pieux).

VI.4. Choix du type de fondations :

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 3 bars)

Sur lequel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

VI.5. Type de fondations :

Le choix des fondations se fait dans l'ordre suivant :

- Semelles isolées
- Semelles filantes
- Radier général

Chaque étape fera l'objet de vérification

VI.6. Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol $\sigma_{sol}=3$ bar

S_{nec} : Surface de la fondation.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

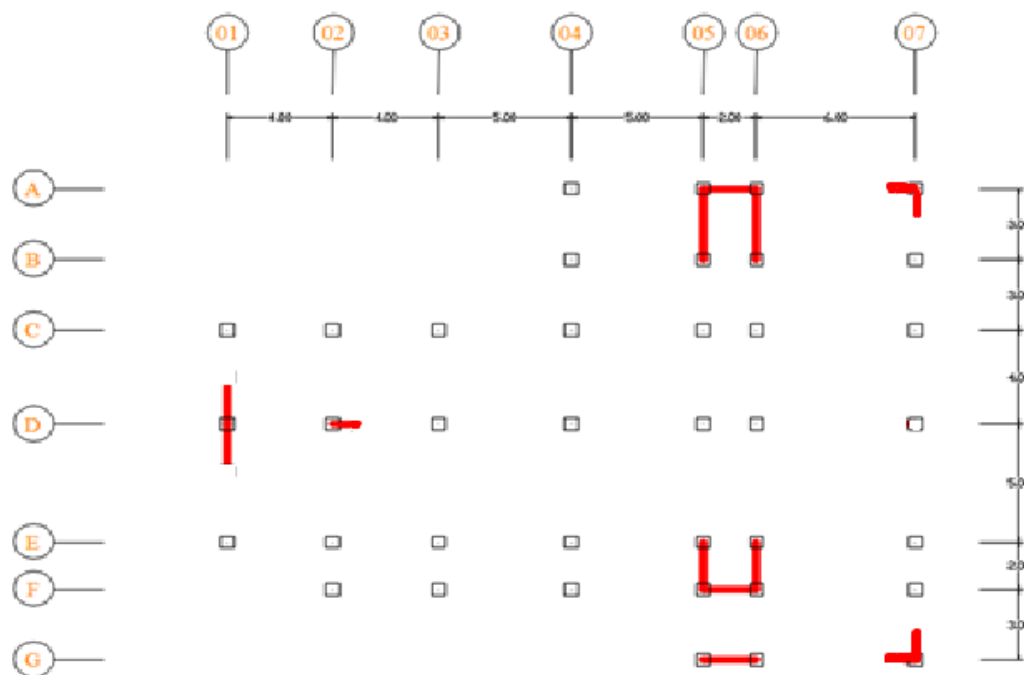


Figure VI.1 Position des voiles

Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
1444	ELS	Combination	151,237	166,723	2542,057	-19,0182	32,2564	-0,0118
1476	ELS	Combination	-57,255	-253,624	2340,365	16,416	-4,7288	-0,0522
1472	ELS	Combination	2,03	-63,254	2318,001	7,2987	0,9424	-0,0118
1466	ELS	Combination	-0,24	-0,241	2198,809	-0,0261	-1,4504	-0,0118
1470	ELS	Combination	13,83	-2,106	2182,306	2,1193	15,3863	-0,0118
1496	ELS	Combination	-189,405	138,344	2013,684	26,5552	-8,6459	0,0188
1468	ELS	Combination	-3,049	-1,886	2008,274	1,8989	-4,8124	-0,0118
1478	ELS	Combination	25,183	-247,357	1998,16	14,3796	-21,7941	-0,0522
1460	ELS	Combination	-3,761	14,544	1993,542	-1,2783	-6,0567	-0,0118
1442	ELS	Combination	-179,332	287,091	1957,231	0,6787	2,8232	0,0258
1498	ELS	Combination	11,115	-12,132	1914,428	14,1744	-18,9477	-0,0118
1462	ELS	Combination	0,256	0,138	1891,104	-0,4134	-0,8571	-0,0118
1474	ELS	Combination	-234,415	-151,73	1890,689	20,6793	-65,7366	-0,0594
1464	ELS	Combination	-1,469	1,805	1878,89	-2,4289	-2,9207	-0,0118
1454	ELS	Combination	-0,429	7,053	1695,09	-8,7976	-1,7207	-0,0118
1452	ELS	Combination	1,834	7,715	1674,315	-9,546	0,9872	-0,0118
1490	ELS	Combination	-3,722	-38,385	1670,705	17,2301	-5,8961	-0,0118
1446	ELS	Combination	-2,659	51,838	1662,657	-29,2688	-4,7256	-0,0118
1456	ELS	Combination	1,553	6,957	1661,85	-8,7256	0,6517	-0,0118
1492	ELS	Combination	0,136	-5,255	1583,972	6,0403	-0,9579	-0,0118
1500	ELS	Combination	30,265	-12,617	1583,201	14,6896	-23,4912	-0,0118
1494	ELS	Combination	-0,046	-6,941	1567,527	8,036	-1,1759	-0,0118
1448	ELS	Combination	1,651	-257,807	1564,714	-13,0333	0,6445	-0,0578
1440	ELS	Combination	-2,383	-100,613	1500,389	29,237	-4,3776	-0,0118
1458	ELS	Combination	2,817	311,589	1420,277	-43,4679	1,8924	0,0121
1434	ELS	Combination	-40,284	159,679	1341,681	-15,7762	5,1794	0,0207
1482	ELS	Combination	-3,323	7,199	1322,053	-19,4729	-5,3355	-0,0118
1488	ELS	Combination	1,007	-136,594	1318,042	-1,2774	-0,105	-0,0118
1450	ELS	Combination	-4,144	-151,355	1278,059	-18,225	-6,2558	-0,0578
1506	ELS	Combination	-99,831	4,994	1273,746	-6,5002	-25,9927	-0,0118
1502	ELS	Combination	132,395	-274,792	1268,197	18,783	3,2991	-0,0376

Figure VI.2 : Effort normal appliqué aux fondations N=2542,057 KN

VI.6.1. Semelle isolée :

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{Semelle}} \leq \sigma_s$$

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

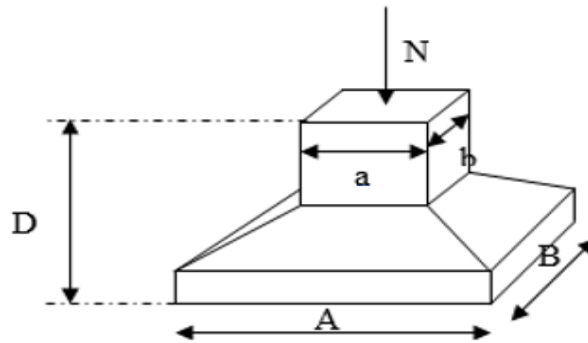


Figure VI.3 : Dimensions de la semelle isolée

L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égale à :

$$N_s = N_G + N_Q = 2542,057 \text{ kN}$$

On ajoute le poids général par le sous-sol à -3.74m et de l'amorce poteau et le poids des terres qui sera estimé à 10%

$$D'ou : S_{Semelle} \geq \frac{2542,057 \times 1.10}{300} \Rightarrow S = 9,32 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S_{Semelle}} \Rightarrow A = \sqrt{9,32} = 3,052 \text{ m} \Rightarrow B = 3,1 \text{ m}$$

La vérification de l'interférence entre deux semelles se traduit par :

$$\text{Il faut vérifier que : } L_{min} \geq 1,5 \times B$$

Tel que : L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

Dans notre cas, $L_{min} = 2,2 \text{ m} < 1,5 \times 3,10 = 4,65 \text{ m} \dots \dots \text{non vérifié}$

❖ **Conclusion :**

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors au choix des semelles filantes.

VI.6.2. Semelles filantes :

a. Hypothèse de Calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b. Étapes de Calcul :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S}$ Tel que : $N = \sum N_{Si}$ de chaque file de poteaux calculé à l'ELS.

$S = B \times L$ **B** : Largeur de la semelle. **L** : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{L \times \sigma_{sol}} \Rightarrow S = B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$



Figure VI.4 : Semelle filante

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Files	N (kN)	L (m)	B (m)	B ^{choisie} (m)	S (m ²)
A	7377,908	13,6	1,81	1,90	25,84
B	5164,311	13,6	1,27	1,4	19,04
C	11601,714	26,95	1,43	1,50	40,43
D	14470,926	26,95	1,78	1,9	51,21
E	10956,962	26,95	1,35	1,5	40,43
F	10026,729	26,95	1,24	1,4	37,73
G	3730,212	8,95	1,39	1,5	13,43
$\sum S$					228,11

Tableau VI.1 : Calcul de la surface nécessaire pour la semelle filante.

c. Vérification :

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

La surface du bâtiment $S_b = 433,21\text{m}^2$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{228,11}{433,21} = 0,53 > 50\%$$

Conclusion :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour ancrer l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ❖ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- ❖ Une meilleure distribution des charges sur le sol.
- ❖ La réduction des tassements différentiels.
- ❖ La facilité d'exécution.

VI.6.3. Radier général :**VI.6.3.1. Introduction :**

Un radier est une dalle pleine réalisée sur 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, dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

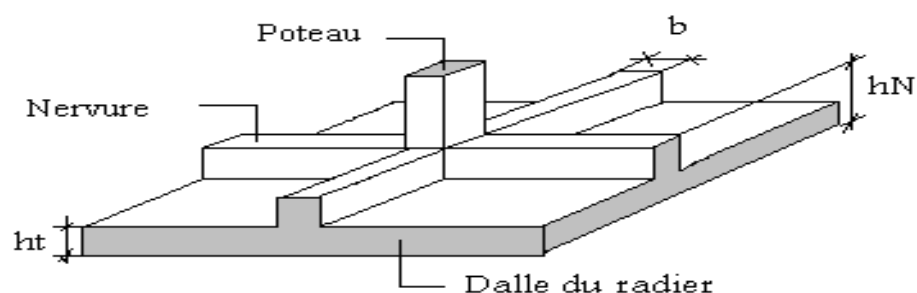


Figure VI.5 : Disposition des nervures par rapport à la dalle et aux poteaux.

VI.6.3.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \implies S_{nec} \geq \frac{N_{max}}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de la superstructure et du sous-sol. $N_{ELS} = 63328,763 \text{ KN}$

Pour : $\begin{cases} N = 63328,763 \text{ KN} \\ \sigma_{sol} = 3,00 \text{ bars} \end{cases}$

On trouve : $S_{nec} \geq 211,1 \text{ m}^2$

- La surface occupée par l'ouvrage = $433,21 \text{ m}^2 > S_{nec}$
- Le radier sera pourvu d'un débord minimum de **50 cm**.

Donc la surface totale de radier est : $433,21 + 102,25 \times 0,5 = 474,34 \text{ m}^2$

VI.6.3.3. Pré dimensionnement de radier :

a. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

- Condition forfaitaire :

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 6,20 \text{ m} \quad ; \quad h_1 \geq 31 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h_1 = 35 \text{ cm}$$

- Condition de cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1 \text{ ml}}{S_{rad}}$$

$N_u = 86755,229 \text{ KN}$ « la somme des efforts normaux pondéré de tous les poteaux situés au radier ».

$L = 6,2 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1 \text{ ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} b(0,9\bar{\tau})} = 40,6cm$$

$$\Rightarrow h_2 = 45cm$$

- **Conclusion :** $h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 45cm$

Pour des raisons constructives on adopte **h = 45 cm**.

b. Dimensionnement des nervures :

b 1. Condition de coffrage (largeur de la nervure) :

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{620}{10} = 62 \text{ cm}$$

Soit **b = 65cm**

b 2. Hauteur de la nervure :

Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par le critère de résistance :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\text{On a: } L_{max} = 6.20 \text{ m} \quad 41cm < h_n < 62 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h_1 = 50cm$$

Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne **E=32000MPa**).

b =1: Largeur de la semelle par bande d'un mètre (**b=1m**).

K : Coefficient de raideur du sol

On pourra par exemple adopter pour **K** les valeurs suivantes :

- **K=0,5[kg/cm³]** → pour un très mauvais sol.
- **K=4 [kg/cm³]** → pour un sol de densité moyenne.
- **K=12[kg/cm³]** → pour un très bon sol.
- Pour un sol de densité moyenne on a **K=4Kg/cm³**

$$\text{On aura : } h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K\left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}{E}}$$

AN:

$$K=4[\text{kg/cm}^3]$$

$$L_{max}=6.20\text{m}$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40000 \times \left(\frac{2 \times 6.20}{\pi}\right)^4}{32000}} \Rightarrow h_n \geq 96,98\text{cm} \Rightarrow h_2 = 100\text{cm}$$

Conclusion :

$$h_n \geq \text{Max}(h_1; h_2) \geq \text{Max}(50; 100) = 100\text{cm}$$

On prend : **h_n=1 m**

Le choix final :

- Épaisseur de la dalle du radier **h=45 cm**
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_n = 100 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} \end{cases}$

VI.6.3.4. Caractéristiques géométriques du radier :

a. Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 15,49 \text{ m} \\ Y_G = 10,58 \text{ m} \end{cases}$$

b. Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx} = 13234 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 28504,73 \text{ m}^4 \end{cases}$$

VI.6.3.5. Vérifications Nécessaires :

VI.6.3.5.1 Vérification de la Stabilité du Radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres

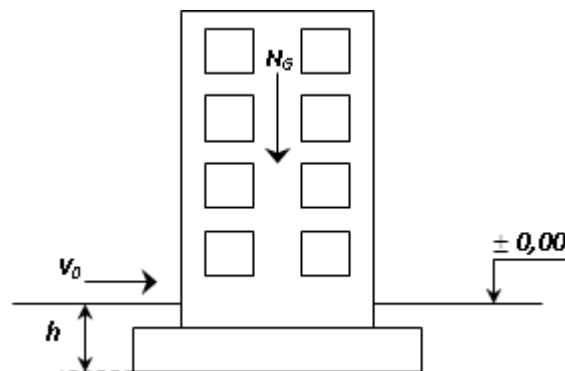


Figure VI.6 Schéma statique du bâtiment.

Sens x-x :

$M_0=19936,5282 \text{ KN.m} ; V_0=4362,597 ; h=6\text{m}$

Donc: $M_R=46112,11 \text{ KN.m}$

$N=N_G+N_Q$

Avec : $N_G=N_{G1}+N_{G2}$

N_{G1} : Poids propre de la structure.

N_{G2} : Poids propre du radier + nervures

N_Q : Poids de la surcharge d'exploitation de la structure.

On a: $N_{G1}= 54919,434\text{kN}$

$N_{G2}=\rho_b.S.h=25(474,34 \times 1) = 11858,5 \text{ kN}$

$N_Q=8409,3539 \text{ kN}$

Donc: $N=75187,29\text{KN}$

$M_s=N.x_G= 1164651,08 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_s}{M_R} = 25,26 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens y-y :

$M_0=19518,4843 \text{ KN.m}$; $V_0= 3798,206 \text{ kN}$; $h= 6 \text{ m}$

Donc: $M_R=42307,72 \text{ KN.m}$

$M_s=N.y_G=447615,68 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_s}{M_R} = 10,58 > 1,5 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Remarque :

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 donc notre structure est stable dans les deux sens.

VIII.6.3.5.2. Vérification des contraintes sous le radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol}=3.00 \text{ bars.}$, les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre : On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{63328,763}{474,34} = 133,51 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 133,51 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 300 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

Avec : σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale ; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible σ_{sol} ($\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$).

Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire ; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser **1,33** fois la contrainte admissible

Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire ; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser **1,33** fois la contrainte admissible

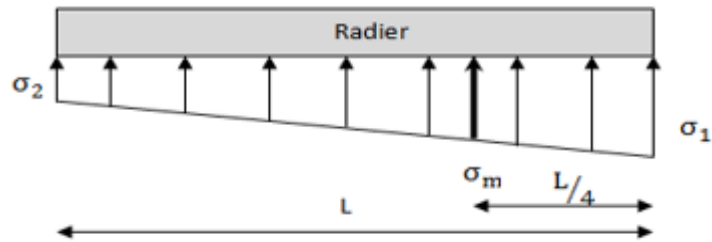


Figure VI.7 : Contraintes sous le radier.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{xx} = 13234 \text{m}^4 \\ I_{yy} = 28504,73 \text{m}^4 \end{array} \right.$$

• ELU :

$N_u = N_u$ (structure) 1,35 x poids propre de radier nervuré.

$$N_u = 86755,229 + 1,35 * 11858,5 \text{ kN}$$

$$N_u = 102764,20 \text{ kN}$$

M : le moment de renversement.

♦ $M_x = 46112,11 \text{ kN.m}$

♦ $M_y = 42307,72 \text{ kN.m}$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 300 \text{ kN/m}^2$$

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	270,54	162,73	270,54
Sens y-y	232,34	200,94	232,34
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 450$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 399$

Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'ELU.

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

- ELS :

$$N_s = 63328,763 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 300 \text{ kN/m}^2$$

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	187,48	79,54	187,48
Sens y-y	149,21	117,81	149,21
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 450$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 399$

Tableau I.3: Contraintes sous le radier à l'ELS.

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VI.6.4. Ferrailage de la dalle du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

a. Ferrailage de la dalle du radier :

a 1. Valeur de la pression sous radier :

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 270,54 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 187,48 \text{ kN/m}$$

a.2 Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

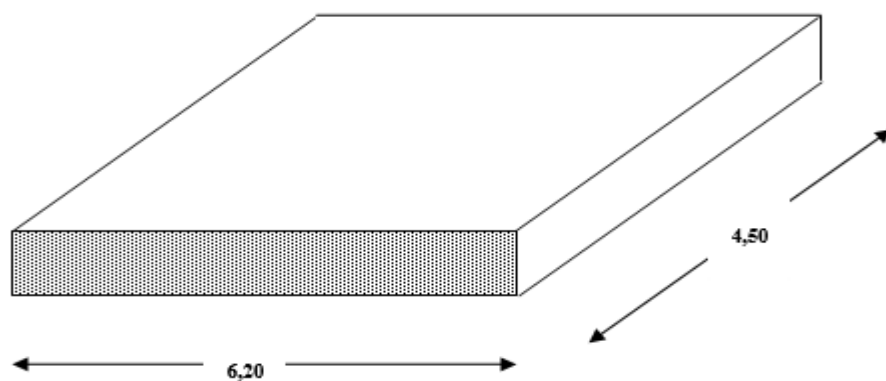


Figure VI.8 : Panneau de la dalle du radier.

a.3 Calcul des moments :

Pour le calcul, on suppose que les panneaux reposent sur les nervures ; d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis comme suit :

- **Panneau de rive**

- Moment en travée :
$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{cases}$$

- Moment sur appuis :
$$\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x \text{ (appui de rive)} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \text{ (appui intermédiaire)} \end{cases}$$

- **Panneau intermédiaire**

- Moment en travée :
$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x \\ M_{ty} = 0,75M_y \end{cases}$$

- Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$

Le panneau le plus sollicité est un panneau de rive avec : $L_x = 4.50m ; L_y = 6.20m$

Alors : $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.5}{6.20} = 0,73 \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0,73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0646 \\ \mu_y = 0,4780 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 353,91 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 169,17 \text{ kNm}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75M_x = 265,43 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 143,79 \text{ kN.m}$$

Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0,5M_x = 176,96 \text{ kN.m}$$

l_x/l_y	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

a.4 Ferrailage de la dalle :

b =100cm ; h=45cm ; d=40,5cm ; f_e=400 MPa ; f_{c28}=25 MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; σ_s=348Mpa

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M _u (kNm)	μ	A _s ' (cm ²)	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	265,43	0,115	0	0,154	38,01	20,07	3,53	7T20	21,99	15
	y-y	143,79	0,062	0	0,081	39,19	10,55	3,35	7T14	10,78	15
Appuis	x-x	176,96	0,077	0	0,101	38,87	13,09	3,53	7T20	21,99	15
	y-y										

Tableau VI.4 : Ferrailage des panneaux du radier.

a.5 Espacement :

$$esp \leq \min(3h; 33cm) \Rightarrow S_t \leq \min(120; 33cm) = 33cm$$

➤ **Travée :**

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,67 < 33cm$$

On prend S_t=15cm

Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,67 < 33cm$$

On prend: S_t=15cm

➤ **Appui :**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,67 < 33cm$$

On prend : S_t=15cm

a.6 Vérifications nécessaires :

➤ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_s^{min} = 3,53 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\rho = 0,73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0708 \\ \mu_y = 0,6188 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 268,79 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 166,32 \text{ kNm}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 201,59 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 141,82 \text{ kN.m}$$

Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 134,4 \text{ kN.}$$

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x - x	201,59	21,99	6,95	15	251,8	201,6	Non vérifiée
	y - y	141,82	10,78	5,34	15	177,8	201,6	Vérifiée
Appuis	x - x	134,4	21,99	4,63	15	167,9	201,6	Vérifiée
	y - y							

Tableau VI.5 : vérification des contraintes

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

	Sens	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	x-x	10T20	31,42
	y-y	7T14	10,58
Appui	x-x	7T20	21,99
	y-y		

Tableau VI.6 : redimensionnement des armatures.

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x - x	201,59	31,42	6,15	15	178,6	201,6	Vérifiée
	y - y	141,82	10,58	5,35	15	177,9	201,6	Vérifiée
Appuis	x - x	134,4	21,99	4,33	15	167,5	201,6	Vérifiée
	y - y							

Tableau VI.7 : vérification des contraintes (correction).

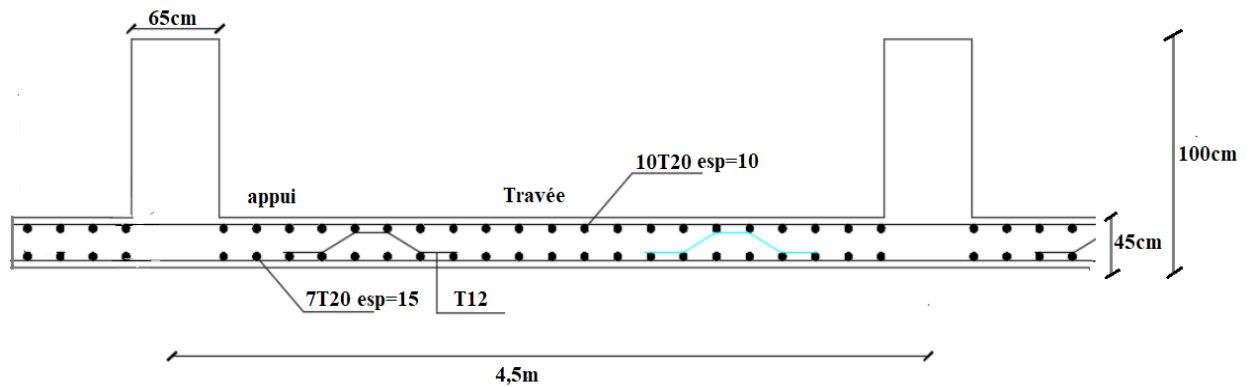


Figure VI.9 : Schéma de ferrailage du radier sens x-x

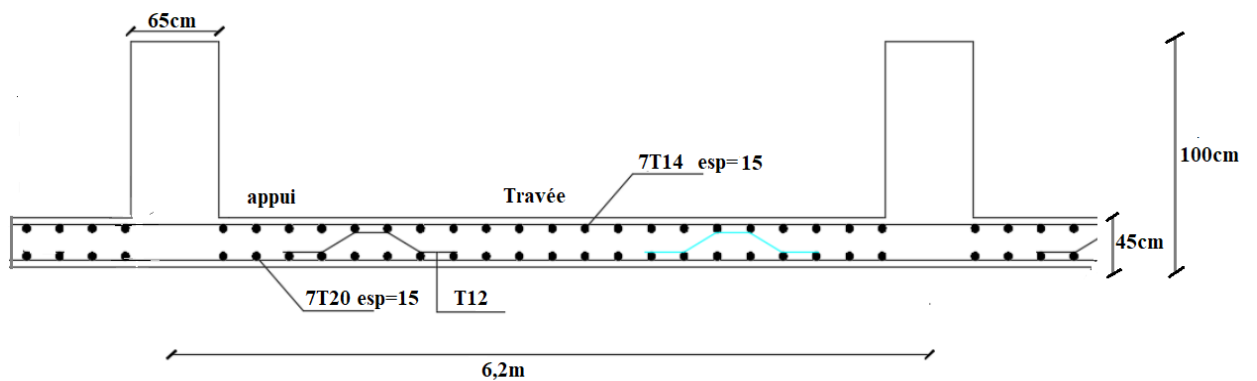


Figure VI.10: Schéma de ferrailage du radier sens y-y

VI.6.5. Ferrailage des nervures :

VI.6.5.1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « BAEL91 modifié 99 » [1]

On a: $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

- Sens x-x:

$L_{max} = 4.5 \text{ m}$;

$q=270,54\text{kN/ml}$; $M_0=684,8\text{ kN.m}$

En travée : $M_t=0,85M_0 = 582,08\text{ kN.m}$

Sur appuis : $M_a=0,50M_0 = 342,4\text{ kN.m}$

- Calcul des armatures :

$b=65\text{ cm}$; $h=100\text{ cm}$; $d=90\text{ cm}$.

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{s_{\text{min}}}$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	582,08	0,079	0,103	86,3	19,39	7,85	6T20+2T16	22,87
Appuis	342,4	0,046	0,059	87,88	11,2	7,85	6T16	12,06

Tableau VI.9 : Ferrailage des nervures (sens x-x).

- Sens y-y :

$L_{\text{max}}=6,20\text{ m}$; $q=270,54\text{kN/ml}$; $M_0=1299,94\text{ kN.m}$

En travée : $M_t=0,85M_0 = 974,96\text{ kN.m}$

Sur appuis : $M_a=0,50M_0 = 659,97\text{ kN.m}$

- Calcul des armatures :

$b=65\text{ cm}$; $h=100\text{ cm}$; $d=90\text{ cm}$.

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	$A_{s_{\text{min}}}$	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	974,96	0,131	0,177	83,63	33,51	7,85	12T20	37,7
Appuis	659,97	0,089	0,117	85,79	22,11	7,85	6T20+2T16	22,87

Tableau VI.8 : Ferrailage des nervures (sens y-y).

VI.6.5.2. Vérifications nécessaires :

- Condition de non fragilité :

$$A_{s_{\text{min}}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 7,85\text{cm}^2$$

➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x - x	582,08	22,87	9,57	15	580	201,6	Non vérifiée
	y - y	974,96	37,7	11,3	15	521,3	201,6	Non vérifiée
Appuis	x - x	342,4	12,06	5,63	15	341,2	201,6	Non vérifiée
	y - y	659,97	22,87	7,77	15	352,8	201,6	Non vérifiée

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée en travée donc on augmente la section des aciers.

	Sens	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	x - x	8T25	39,27
	y - y	12T25	58,91
Appuis	x - x	8T20	25,13
	y - y	8T25	39,27

Tableau VI.11 : redimensionnement des armatures.

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x - x	582,08	39,27	6,01	15	185	201,6	Vérifiée
	y - y	974,96	58,91	8,11	15	200,4	201,6	Vérifiée
Appuis	x - x	342,4	25,13	3,54	15	108,8	201,6	Vérifiée
	y - y	659,97	39,27	5,56	15	141,5	201,6	Vérifiée

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes (correction).

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = 838,67 \text{ kN}$$

Avec : $\tau = \frac{T_u}{bd} = \frac{838,67}{650 \times 900} = 1,43 < 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$

➤ **Armatures transversales :**

• **BAEL 91 modifié 99 :[1]**

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de betonnage})$$

$$S_t \leq \text{min}(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,72 \text{ MPa}$$

RPA99 version 2003 :[2]

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone courante}$$

Avec : $\phi_t < \text{min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 25 \text{ cm}$

$f_c=400\text{MPa}$; $\tau_u=1,43 \text{ Mpa}$; $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$; $b=65\text{cm}$; $d=90\text{cm}$

On trouve :

$S_t=15\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale.}$

$S_t=30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$

	Section	Zone	St(cm)	Φt (cm)	At calculée (cm ²)	Choix des armatures	At (cm ²)
Nervures	65x100	Courante	30	12	5,85	6T12	6,79
		Nodale	15		2,93	6T12	9,79

Tableau VI.13 : choix des armatures transversales.

➤ **Armatures de peau :**

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$h=100\text{cm} \rightarrow A_p = 3 \times 0,75 = 2,25\text{cm}^2$

On choisit $A_p = 2\text{T}12 = 2,26 \text{ cm}^2$

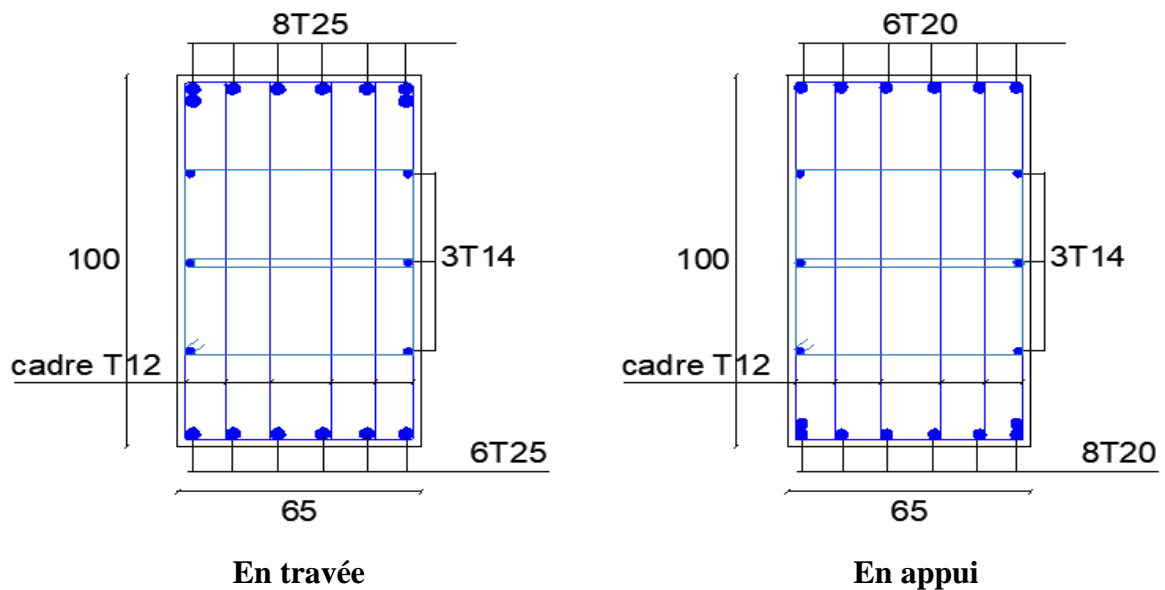


Figure VI.11 : Ferrailage des nervures suivant X-X.

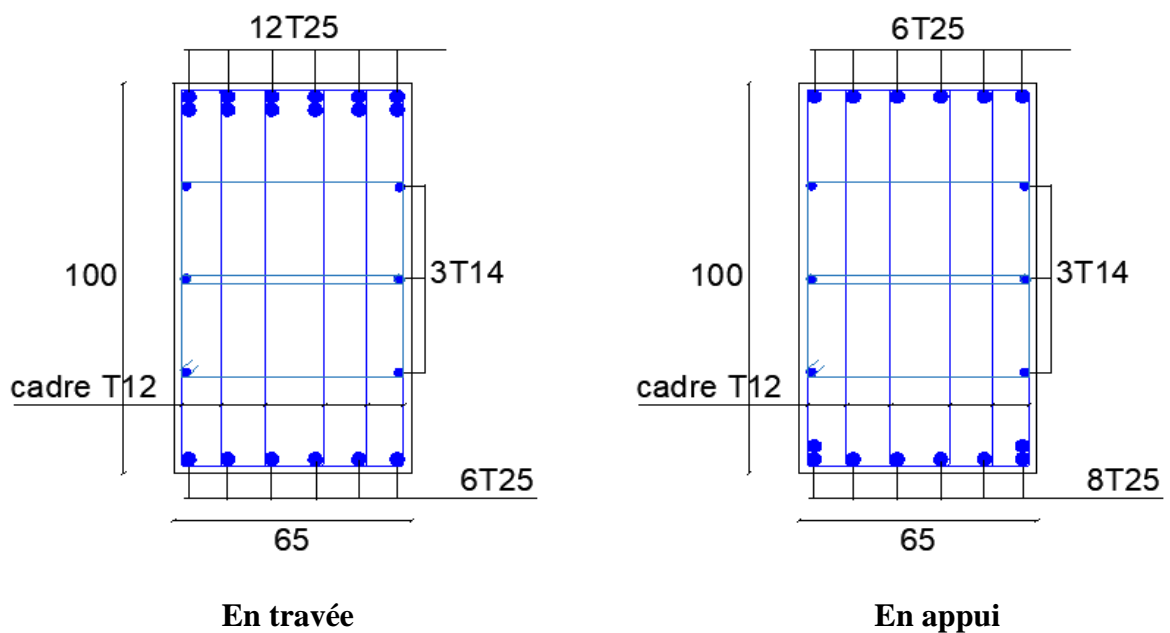


Figure VI.12 : Ferrailage des nervures suivant Y-Y.

VI.6.6. Ferrailage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

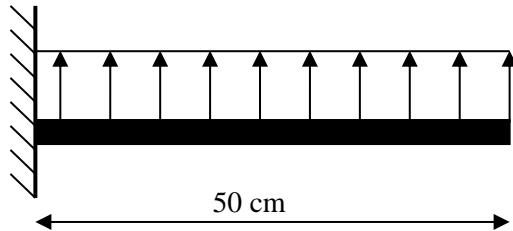


Figure VI.13 : Schéma statique du débord

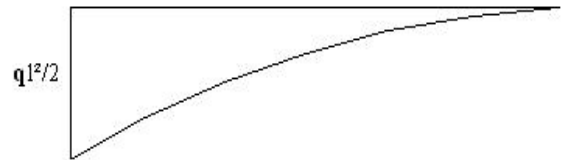


Figure I.14 : Diagramme des Moments.

1- Evaluation des charges :

- **E.L.U :** $q_u = 270,54 \text{ kN/ml}$ → Pour une bande de 1m.
- **E.L.S :** $q_{ser} = 187,48 \text{ kN/ml}$ → Pour une bande de 1m.

2- Calcul des efforts :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

- **E.L.U :** $M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 33,81 \text{ kN.m}$
 $T_u = - q_u \cdot L = -135,27 \text{ kN}$
- **E.L.S :** $M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = 23,44 \text{ kN.m}$
 $T_{ser} = - q_{ser} \cdot L = -93,74 \text{ kN}$

3- Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe).

Avec : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 45 \text{ cm}$, $d = 40,5 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$.

$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$
33,81	0,015	0,019	40,2	2,42

Tableau VI.14 : Ferrailage du débord

4- Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,43 \text{ cm}^2$$

Note : On opte pour le même ferrailage que celui de la dalle de radier

VI.7. Etude du Voile périphérique :

VI.7.1. Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

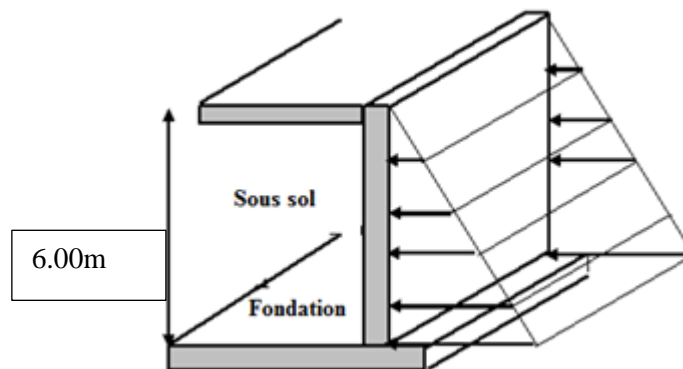


Figure VI.15 : Evaluation des charges

VI.7.2. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

VI.7.3. Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x=3,74$; $L_y=6,20m$; $e = 20$ cm.

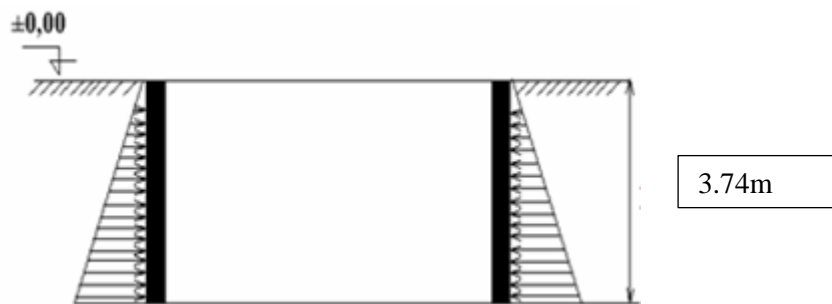


Figure VI.16 : Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q=A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma =20$ KN/m³).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 27.07^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.374$$

$$Q = A \gamma H = \boxed{27,98 \text{ KN/ml}}$$

$$Q_u = 1.35 \times 27,98 = 37,77 \text{ N/ml}$$

VI.7.4. Effort dans le voile périphérique :

Les efforts dans le voile périphérique seront calculés en plaçant une charge surfacique uniformément répartie sur toute la hauteur du voile (cas défavorable)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \boxed{3.74/6.20 = 0.6 > 0.4}$$

La dalle travaille dans les deux sens.

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

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

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

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

$$\rho = 0,6 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0822 \\ \mu_y = 0,2948 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 43,43 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 12,80 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 36,92 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 10,88 \text{ kNm.}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 21,72 \text{ kNm}$$

VI.7.5. Ferrailage du voile périphérique :

b=100cm ; h=20cm ; d=0,9h=18 cm ; f_e=400MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; σ_s=348 MPa ; F_{bc}=14,17 MPa

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M _u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	36,92	0,080	0,105	17,24	6,15	4T14	6,16	25
	y-y	10,88	0,237	0,343	15,53	2,01	4T12	4,52	25
Appuis	x-x	21,72	0,047	0,060	17,56	3,55	4T12	4,52	25
	y-y								

Tableau VI.15 : Ferrailage du voile périphérique.

VI.7.6. Condition exigée par les RPA99/version 2003 :

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposés en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 2 \times 100 = 2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

On adopte le ferrailage calculé.

VI.7.7. Condition de Non Fragilité :

$$A_{s_{\min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17\text{cm}^2 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

VI.7.6. Vérification de l'Effort Tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 64,02\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 47,09\text{kN}$$

$$T_u^{\max(T_x; T_y)}$$

$$\tau_u = \frac{64,02 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,035\text{MPa} < 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfier}$$

VI.7.7 : Vérification à l'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,6 > 0,4 ; \Rightarrow \mu_x = 0,0822 \quad \mu_y = 0,2948$$

$$Q_{ser} = 27,98 \text{ kN/ml}$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 32,17 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 9,48 \text{ kNm}$$

- Moment en travée

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 27,34 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 8,06 \text{ kN.m}$$

- Moment sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 16,09 \text{ kN.m}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	27,34	6,16	6,21	15	270,7	201,6	Non Vérifiée
	y-y	8,08	4,52	2,07	15	107,9	201,6	Vérifiée
Appuis	x-x	16,09	4,52	4,13	15	219,9	201,6	Non Vérifiée
	y-y							

Tableau V I.16 : Vérification des Contraintes à l'ELS

➤ **Redimensionnement de la section d'armature :**

	Sens	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t (cm)
travée	x-x	5T16	10,01	2,5
	y-y	4T12	4,52	25
appuis	x-x	4T14	6,16	25
	y-y			

Tableau VI.17 : redimensionnement des armatures.

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	27,34	10,05	5,03	15	168,8	201,6	Vérifiée
	y-y	8,08	4,52	2,25	15	106,5	201,6	Vérifiée
Appuis	x-x	16,09	6,16	4	15	155,71	201,6	Vérifiée
	y-y							

Tableau VI.18 : vérification des contraintes (correction)

c. Vérification de la flèche

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,053 > 0,0425 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,044 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 3,83 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

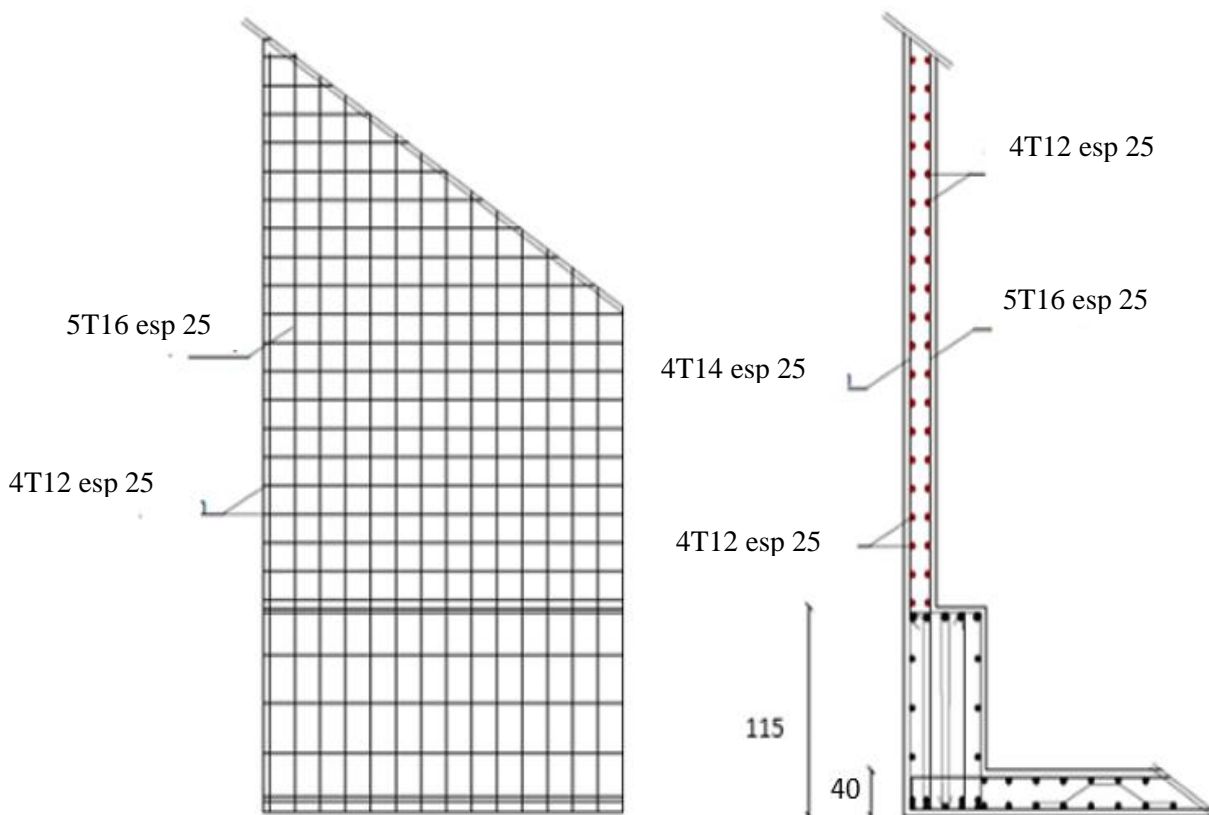


Figure VI.17 : ferrailage du Voile Périphérique.

Conclusion générale

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment (R+7+étage technique + Entre sol) Avec une terrasse accessible et terrasse inaccessible, contreventé par des voiles à usage bureaux.

Durant l'analyse de notre structure modélisée par le logiciel SAP2000 on a constaté que :

- ✓ Le pré dimensionnement et une étape préliminaire son but est de choisir les sections des éléments structuraux du bâtiment qui peuvent changer considérablement après l'étude dynamique
- ✓ L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'étude de la structure, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité de son comportement.
- ✓ Le ferrailage des poteaux et des poutres a été fait respectivement en flexion composée, en flexion simple en utilisant le logiciel SOCOTEC qui nous a permis de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps.
- ✓ Le ferrailage des voiles a été fait par une méthode simplifiée basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique du logiciel SAP2000 nous a permis de visualiser ces contraintes.
- ✓ Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vue le poids de la structure qu'est très important.

Références Bibliographiques

➤ Les livre :

[1] : Règles parasismiques Algériennes **RPA 99-version 2003** DTR-BC-248.

[2] : Cours de béton armé **BAEL 91 modifié 99** et DTU associés "JEAN-PIERRE MOUGIN édition EYROLLES 2000.

[3] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**.

[4] Charge permanentes et charge d'exploitation (Document technique réglementaire **DTR B.C.2.2**)

➤ Outils informatiques

- Logiciel AUTOCAD
- Logiciel SAP
- Logiciel EXCEL

ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE
A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

Cas généraux

$$\gamma_b=1,5$$

$$\gamma_s=1,15$$

Cas accidentels

$$\gamma_b=1,15$$

$$\gamma_s=1$$

LES DONNEE
Caractéristique du béton et l'acier
Solicitation M_U

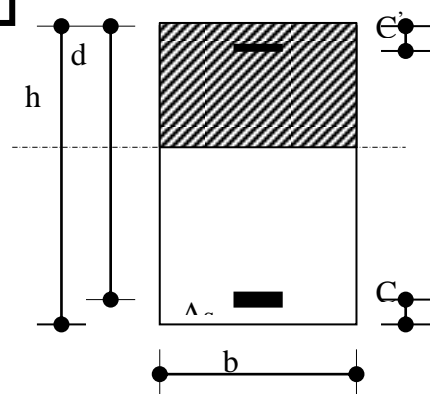
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$



Oui ($A_s' = 0$)

Non ($A_s' \neq 0$)

$\mu < \mu_R$

$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}]$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

Oui

$\mu \leq 0,186$

Non

$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s = 3,5 \cdot 10^{-3} \cdot \left[\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right]$$

$$A_s = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$$

$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d - c') / d] - \zeta_{es}$$

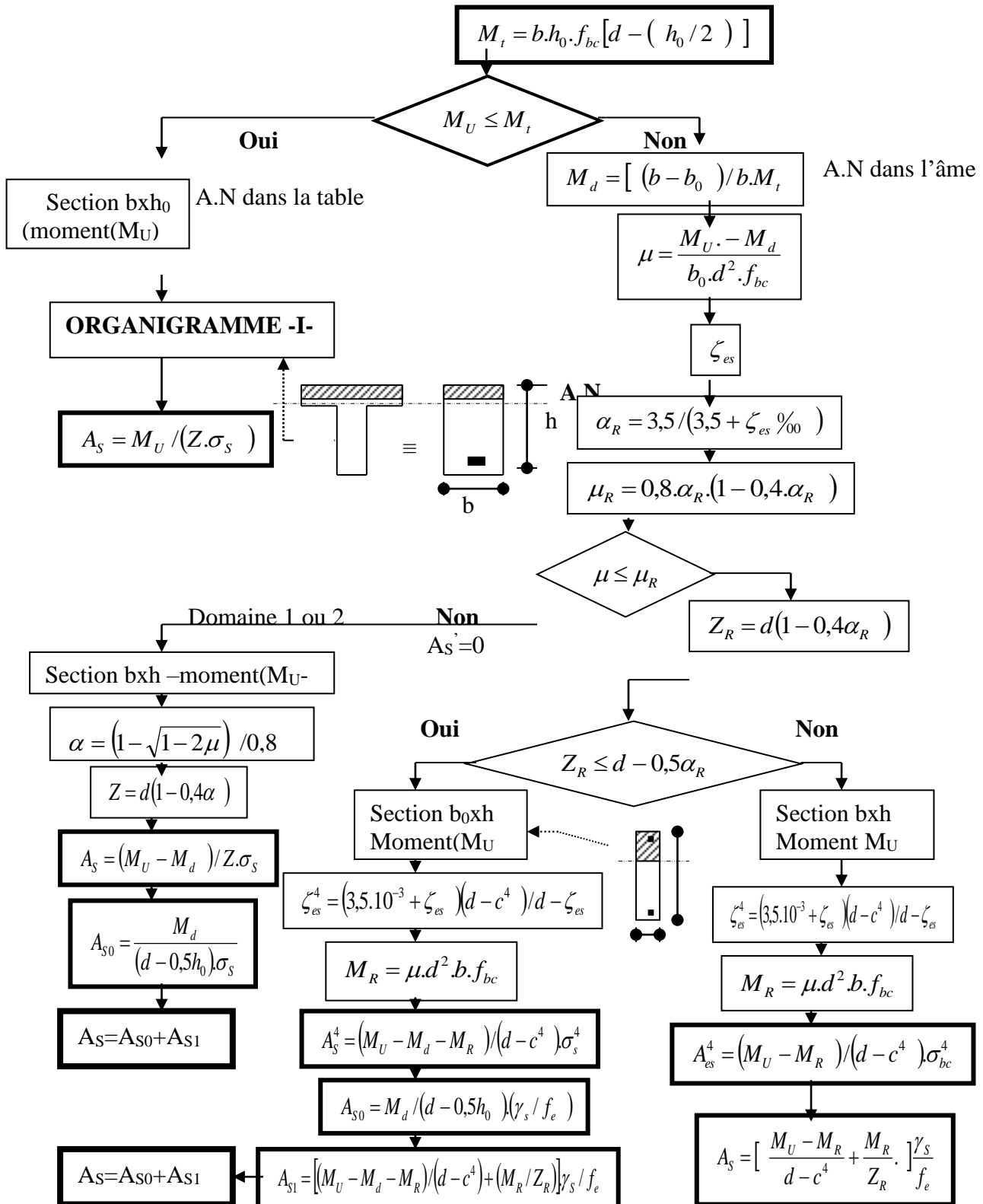
$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

$$A_s' = (M_U - M_R) / [(d - c') \cdot \sigma_s']$$

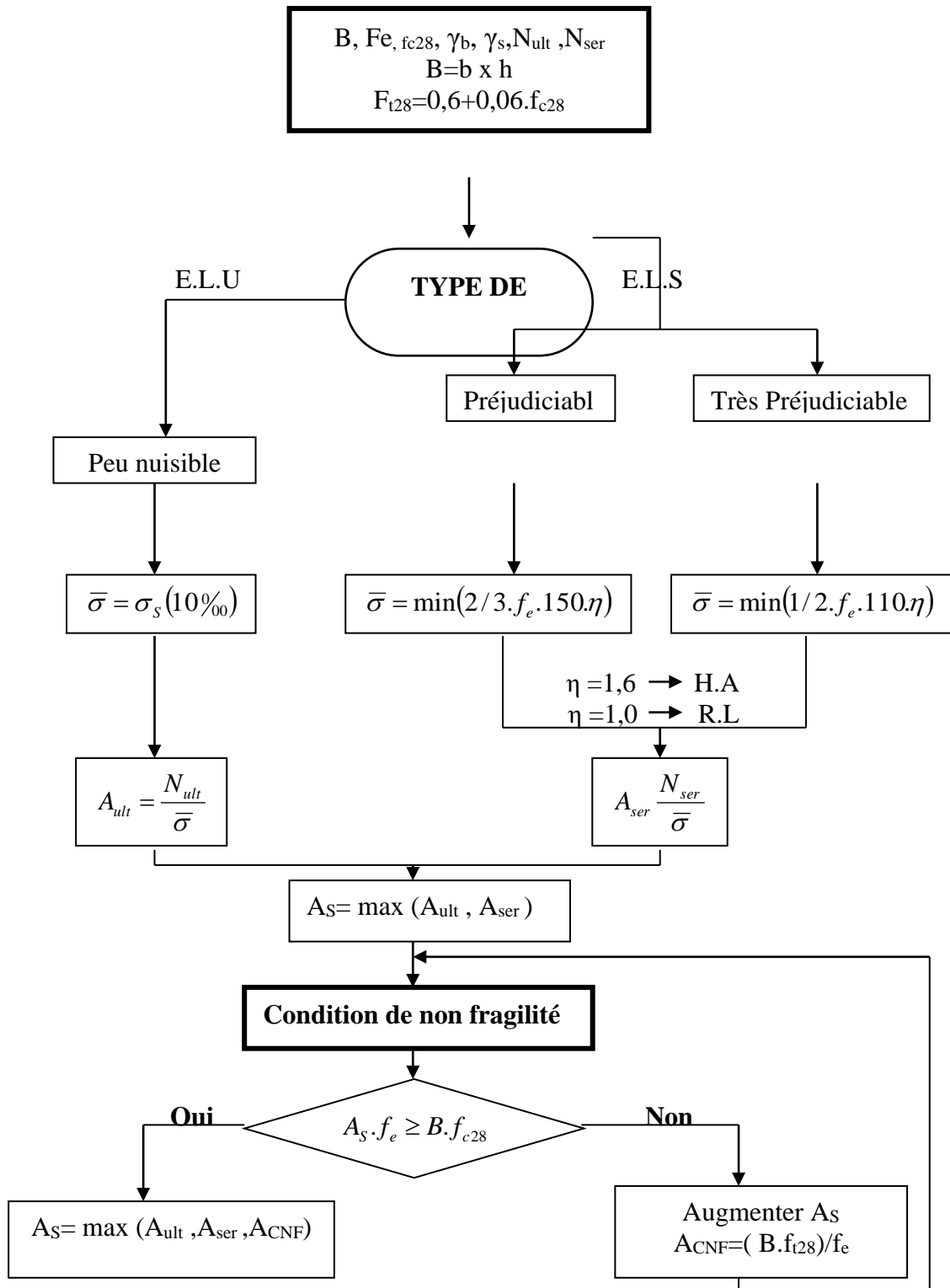
$$A_s = \left[\frac{(M_U - M_R)}{(d - c')} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \frac{1}{f_e / \gamma_s}$$

ORGANIGRAMME -II-
 CALCUL D'UNE SECTION EN -TE-
 A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

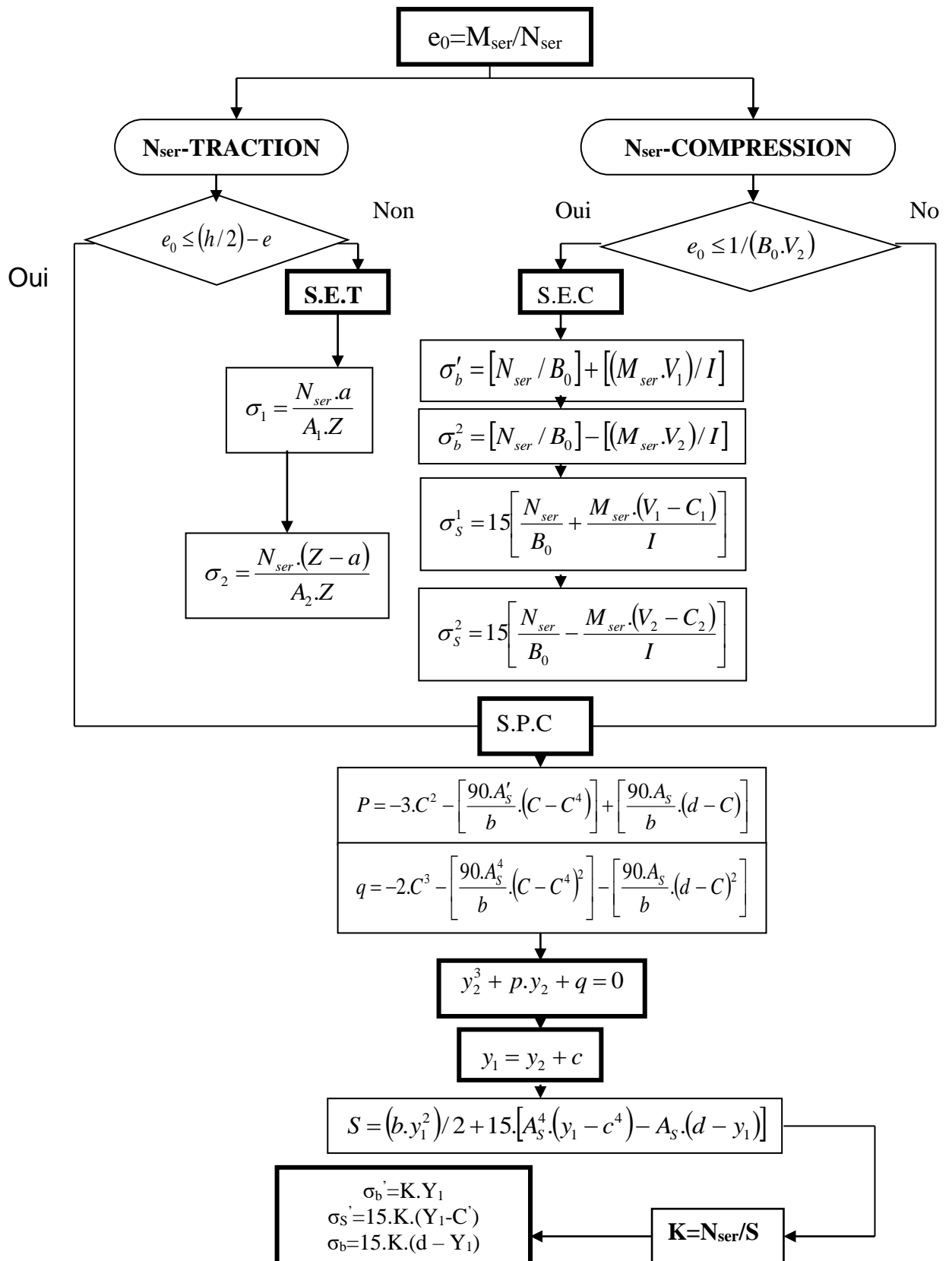


ORGANIGRAMME -III-

TRACTION SIMPLE



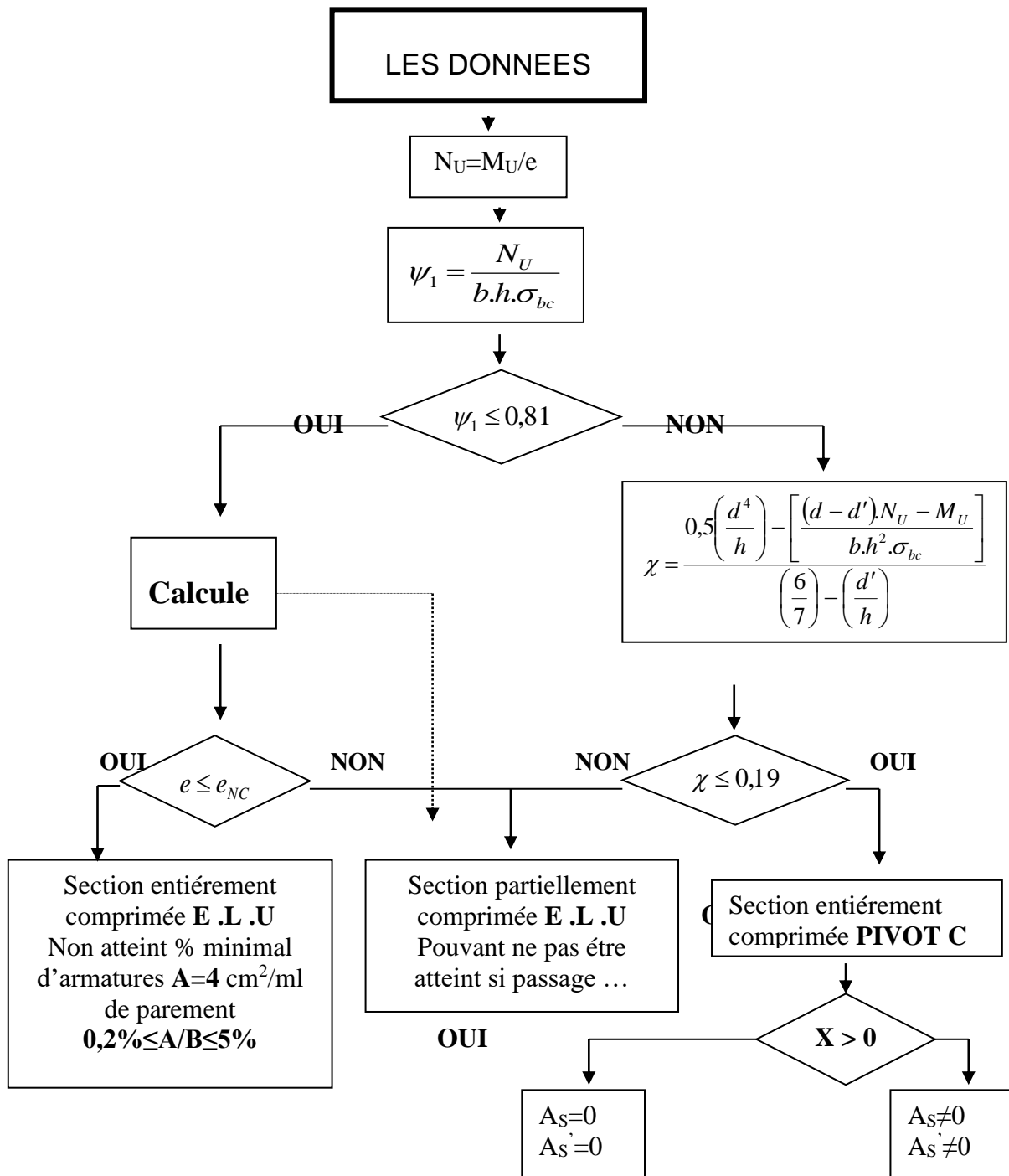
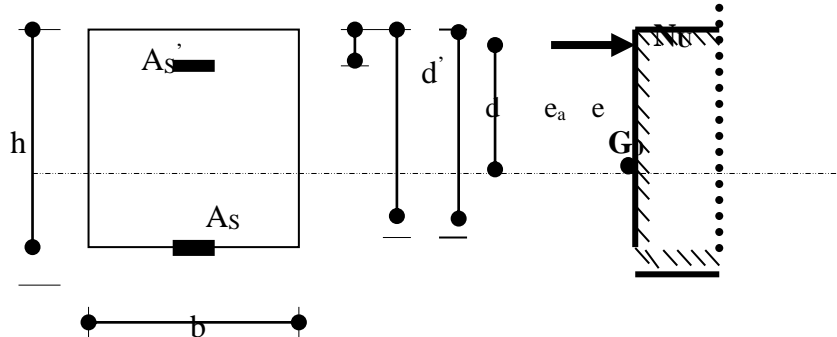
ORGANIGRAMME-VI-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S



ORGANIGRAMME -V-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE

A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



ORGANIGRAMME -IIV-

**CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE
A L'EFFORT TRANCHANT**

