

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

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



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



Faculté de Technologie
كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil
دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES
مذكرة نهاية التدرج

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

THÈME

*Etude d'un bâtiment multifonctionnel (R+8+1SS)
contreventé par des voiles en béton armé*

Devant les membres de jury :

Président:

Examineur:

Encadré par : M^{me} S. HAMMAT

Présenté par :

BENOTSMANE Abdelkader

PROMOTION : 2018-2019

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و إداري تتألف من طابق ارضي+ 8 طوابق + طابق سفلي, بجدران خرسانية مسلحة.

البنائة تقع في ولاية البليدة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003)

دراسة و تحليل البنائة تمت باستعمال برنامج (SAP2000.V14).

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبنائة صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003, BAEL91 modifie 99)

تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة و العارضات) تم بواسطة SOCOTEC, أما الجدران الخرسانية المسلحة تم يدويا.

Résumé

Ce projet consiste principalement en l'étude d'une structure à usage administratif et habitation de R+8 étages+ un sous-sol contreventée par des voiles en béton armé.

La structure est implantée dans la wilaya de Blida, zone de sismicité III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

L'étude et l'analyse de ce projet ont été réalisées avec le logiciel (SAP 2000.V14).

Le dimensionnement et le ferrailage de tous les éléments de la structure ont été faits conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé à savoir le BAEL 91 et le RPA99 .

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été fait par le logiciel de ferrailage SOCOTEC, tandis que celui des voiles et a été élaboré manuellement.

Abstract

This project consists mainly in analysis of a structure for residential and office use of R+8 floors + one basement floor with shear walls.

The structure is located in BLIDA, which is characterizing by a high seismic activity (zone III). The study is carrying out regarding the Algerian seismic code (RPA99 modified in 2003).

The study and the analysis of this project has been established by the software (SAP 2000.V14).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all elements of structure were carrying out according to the Algerian reinforced concrete code BAEL91 and RPA99.

Reinforcement of structural elements (columns, beams) was done by the software (SOCOTEC), while the shell element was done manually.

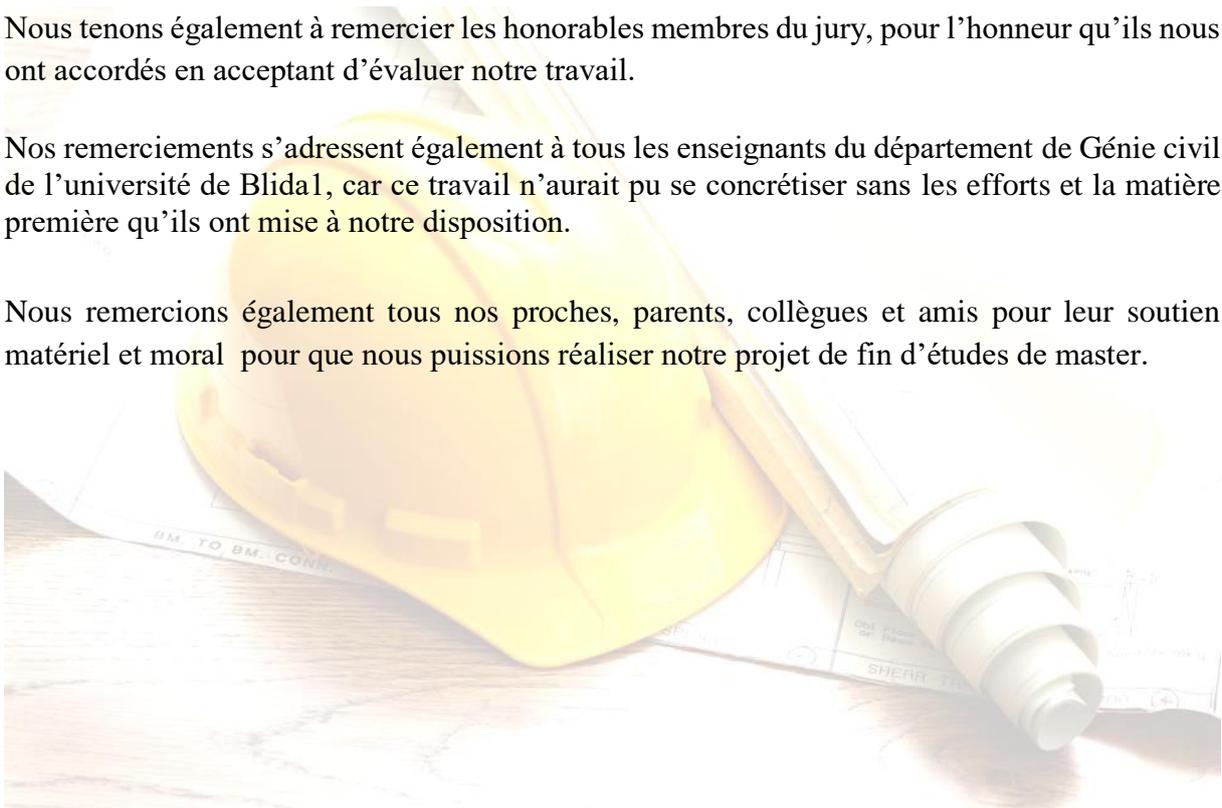
Remerciement

Tout d'abord, nous tenons à remercier chaleureusement toutes les personnes qui nous ont aidés de près ou de loin à réaliser cet ouvrage et en particulier notre encadrante Madame HAMMAT, pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses.

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Nos remerciements s'adressent également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de Blida1, car ce travail n'aurait pu se concrétiser sans les efforts et la matière première qu'ils ont mise à notre disposition.

Nous remercions également tous nos proches, parents, collègues et amis pour leur soutien matériel et moral pour que nous puissions réaliser notre projet de fin d'études de master.



Sommaire

Remerciements

Résumé

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Plans

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3. Caractéristiques des matériaux.....	3
I.4. Caractéristique du sol d'assise.....	8
I.5. Hypothèses de calcul aux états limites.....	8
I.6. Les règlements utilisés.....	8

Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1. Introduction	9
II.2. Pré dimensionnement des planchers	9
II.3. Evaluation des charges et surcharges DTR B.C.2.2	11
II.4. Pré dimensionnement des poutres	18
II.5. Pré dimensionnement des poteaux	21
II.6. Pré dimensionnement des voiles.....	29

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction	31
III.2. Acrotère.....	31
III.3. Loggia	40
III.4. Dalle pleine	47
III.5. Etude des planchers.....	51
III.6. Escalier.....	65

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

IV.1. Introduction	81
IV.2. Etude sismique	81
VI.3. Choix de la méthode de calcul	82
VI.4. Résultats de l'analyse sismique.....	90

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistant

V.1. Introduction	107
V.2. Ferrailage des poteaux.....	107
V.3. Ferrailage des poutres.....	122
V.4. Ferrailage des voiles.....	133

Chapitre VI : Etude des fondations

VI.1. Introduction	161
VI.2. Calcul des fondations	161
VI.3. Choix de type de semelle.....	162
VI.4. Etude du radier	164
VI.5. Voile périphérique.....	182

Conclusion générale

Références

Annexe

Introduction générale

L'Algérie, par son emplacement géographique, fait partie des pays soumis à une très grande activité et risque sismique. Récemment, l'Algérie a été frappée par de nombreux tremblements de terre, surtout pendant les dernières décennies. Ces derniers ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour mieux se préparer contre d'éventuels événements sismiques, il est strictement nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de ces mouvements.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une rigidité et d'une résistance suffisantes dans le but de protéger les constructions contre les effets sismiques, tout en prenant en considération les aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Notre projet porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (usage administratif + habitations) en R+8+S.S, il est contreventé par des voiles en béton armé.

Le premier chapitre comprend une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation et la présentation des caractéristiques des matériaux mis en œuvre.

Le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, planchers et voiles), fait l'objet de notre travail dans le 2^{ème} chapitre.

Le 3^{ème} est consacré entièrement à l'étude des éléments secondaire que comporte notre bâtiment. Nous citons (l'acrotère, les escaliers, les planchers et les balcons).

En plus du calcul statique, nous essayons de trouver le meilleur comportement dynamique pour notre structure dans le 4^{ème} chapitre. Pour cela nous tenons les différentes dispositions des voiles de contreventement, on retiendra la bonne disposition possible qui garantit à la structure un comportement dynamique qui répond aux critères imposés par les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).

Le ferrailage des poteaux, poutres et des voiles se réalisera avec les résultats finaux de l'étude dynamique tout en vérifiant les critères imposés par le **RPA99** et le **BAEL91**, dans le 5^{ème} chapitre.

Le dernier chapitre de notre travail a pour objet de présenter l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II : Pré dimensionnement

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse (corps creux).	12
Tableau II.2 : Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine).	13
Tableau II.3 : Charge permanente du plancher courant (corps creux).	14
Tableau II.4 : Charge permanente du plancher courant (Dalle pleine).....	15
Tableau II.5 : Charge permanente du balcon.....	15
Tableau II.6: Les charges permanentes sur des murs extérieurs à double cloison.	16
Tableau II.7 : Dégression des surcharges pour poteau central.	27
Tableau II.8 : Choix des sections de poteau central.	28
Tableau II.9 : Choix final des sections de poteaux.....	29

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Tableau III.1 : Ferrailage de loggia.	41
Tableau III.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	44
Tableau III.3 : Vérification de la flèche de loggia.....	45
Tableau III.4 : Combinaison des charges.	48
Tableau III.5 : Calcul des efforts internes.	48
Tableau III.6 : Ferrailage de la dalle.....	48
Tableau III.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	50
Tableau III.8 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	53
Tableau III.9 : Calcul des armatures en travée..	55
Tableau III.10 : Calcul des armatures sur appuis..	56
Tableau III.11 : Vérification à l'ELS.....	58
Tableau III.12 : Calcul de la flèche..	60
Tableau III.13 : Charges Permanentes du Palier.	68
Tableau III.14 : Charges Permanentes de la Paillasse.	69
Tableau III.15 : Calcul des sollicitations..	69
Tableau III.16 : Ferrailage de l'escalier... ..	71
Tableau III.17 : Vérification des contraintes du béton....	73
Tableau III.18 : Vérification de la flèche de l'escalier....	75
Tableau III.19 : Calcul des armatures transversales....	78
Tableau III.20 : Vérification de compression du béton....	79

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q .	89
Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial.	91
Tableau IV.3 : Vérification des déplacements inter étages du modèle initial.	92
Tableau IV.4 : Participation massique du 2 ^{ème} modèle.	94
Tableau IV.5 : Vérification des déplacements inter étages du 2 ^{ème} modèle.	95
Tableau IV.6 : Participation massique du 3 ^{ème} modèle.	97
Tableau IV.7 : Vérification des déplacements inter étages du 3 ^{ème} modèle.	98
Tableau IV.8 : Vérification de l'effort normal réduit.	99
Tableau IV.9 : Participation massique du 3 ^{ème} modèle après la vérification l'effort normal réduit.	100
Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter étages du 3 ^{ème} modèle.	101
Tableau IV.11 : Participation massique du modèle final.	103
Tableau IV.12 : Vérification des déplacements inter étages du modèle final.	104
Tableau IV.13 : Vérification l'effet $p-\Delta$ inter étages du modèle final.	105

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistant

Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.	107
Tableau V.2 : Ferrailage des poteaux situation durable (N^{\max} , M^{corr}).	109
Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux situation durable (M^{\max} , N^{corr}).	109
Tableau V.4 : Ferrailage des poteaux, combinaison G+Q+E (N^{\max} , M^{corr}).	110
Tableau V.5 : Ferrailage des poteaux, combinaison G+Q+E (N^{\min} , M^{corr}).	110
Tableau V.6 : Ferrailage des poteaux, combinaison G+Q+E (M^{\max} , N^{corr}).	110
Tableau V.7 : Ferrailage des poteaux, combinaison 0,8G+E (N^{\max} , M^{corr}).	111
Tableau V.8 : Ferrailage des poteaux, combinaison 0,8G+E (N^{\min} , M^{corr}).	111
Tableau V.9 : Ferrailage des poteaux, combinaison 0,8G+E (M^{\max} , N^{corr}).	111
Tableau V.10 : Choix des armatures des poteaux.	112
Tableau V.11 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (N^{ser}_{\max} , $M^{\text{ser}}_{\text{cor}}$).	113
Tableau V.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (M^{ser}_{\max} , $N^{\text{ser}}_{\text{corr}}$).	113
Tableau V.13 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.	115
Tableau V.14 : Espacements maximales selon RPA99 pour les poteaux.	117
Tableau V.15 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.	117
Tableau V.16 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).	123
Tableau V.17 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).	124

Tableau V.18 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).	124
Tableau V.19 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)..	124
Tableau V.20 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)..	124
Tableau V.21 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)..	125
Tableau V.22 : Choix des armatures pour les poutres porteuses.....	125
Tableau V.23 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses.....	125
Tableau V.24 : Vérification de la condition de non fragilité.....	126
Tableau V.25 : Vérification des poutres porteuse à l'ELS.....	126
Tableau V.26 : Vérification des poutres non porteuse à l'ELS.....	126
Tableau V.27 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur.....	127
Tableau V.28 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens non porteur.....	127
Tableau V.29 : Calcul des armatures transversales.....	128
Tableau V.30 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	130
Tableau V.31 : Valeurs de (I_f/l)	135
Tableau V.32 : Calcul de σ_{ulim}	136
Tableau V.33 : Aciers verticaux et horizontaux.....	137
Tableau V.34 : Aciers transversaux.....	137
Tableau V.35 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V8).....	141
Tableau V.36 : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V8).....	142
Tableau V.37 : Calcul des armatures du voile (V1).....	145
Tableau V.38 : Calcul des armatures du voile (V2).....	146
Tableau V.39 : Calcul des armatures du voile (V3).....	147
Tableau V.40 : Calcul des armatures du voile (V4).....	148
Tableau V.41 : Calcul des armatures du voile (V5).....	149
Tableau V.42 : Calcul des armatures du voile (V6).....	150
Tableau V.43 : Calcul des armatures du voile (V7).....	151
Tableau V.44 : Calcul des armatures du voile (V8).....	152
Tableau V.45 : Calcul des armatures du voile (V9).....	153
Tableau V.46 : Calcul des armatures du voile (V10).....	154
Tableau V.47 : Calcul des aciers de couture des voile (V1...V5).....	155
Tableau V.48 : Calcul des aciers de couture des voile (V6...V10).....	156
Tableau V.49 : Calcul des aciers de compression.....	157
Tableau V.50 : Calcul des aciers horizontaux des voiles (V1...V7).....	158
Tableau V.51 : Calcul des aciers horizontaux des voiles (V8...V10).....	159

Chapitre VI : Etude des fondations

Tableau VI.1 : Section des semelles filantes..	163
Tableau VI.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU.	170
Tableau VI.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS.	171
Tableau VI.4 : Ferrailage des panneaux du radier.	173
Tableau VI.5 : Vérifications CNF.	174
Tableau VI.6 : Vérification des contraintes.	174
Tableau VI.7 : Vérification des contraintes (correction).	175
Tableau VI.8 : Ferrailage des nervures (sens porteur).	176
Tableau VI.9 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).	176
Tableau VI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS.	176
Tableau VI.11 : Vérification des contraintes (correction).	177
Tableau VI.12 : Choix des armatures transversales.	178
Tableau VI.13 : Vérifications des contraintes du béton et d'acier.	180
Tableau VI.14 : Calcul des efforts internes.	184
Tableau VI.15 : Ferrailage du voile périphérique.	184
Tableau VI.16 : Vérification des contraintes	185
Tableau VI.17 : Ferrailage du voile périphérique.	187
Tableau VI.18 : Vérification des contraintes	189

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Généralités

Figure I.1 : Dimensions en plan.	2
Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.	5
Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.	6
Figure I.4 : Diagramme contraintes-déformation de l'acier à l'E.L.U.....	7

Chapitre II : Pré dimensionnement

Figure II.1 : Détails d'un plancher à corps creux.	9
Figure II.2 : Détails d'un plancher à dalle pleine.	10
Figure II.3 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.	11
Figure II.4 : Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine.	12
Figure II.5 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.	13
Figure II.6 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.	14
Figure II.7 : Coupe verticale de la dalle du balcon.	15
Figure II.8 : Constitution du mur extérieur.	16
Figure II.9 : Schéma de l'acrotère.....	17
Figure II.10 : Section de la poutre.....	20
Figure II.11 : Schéma statique de la descente de charge.....	24
Figure II.12 : Vue en plan « Types de Poteaux ».	25
Figure II.13 : Représentation de la surface reprise par le poteau le plus sollicité.....	25
Figure II.14 : Coupe de voile.	29

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Schéma de l'acrotère.....	31
Figure III.2 : Diagrammes des efforts à L'ELU.....	34
Figure III.3 : Section de calcul de l'acrotère	34
Figure III.4 : Distance de l'axe neutre.....	36
Figure III.5 : Ferrailage de l'acrotère.	39
Figure III.6 : Dimension de loggia	40
Figure III.7 : Ferrailage de loggia	46
Figure III.8 : Dimension de la dalle pleine.....	47

Figure III.9 : Ferrailage de la dalle pleine.....	50
Figure III.10 : Schéma de corps creux.	51
Figure III.11 : Schéma de poutrelle.....	52
Figure III.12 : Schéma statique de poutrelle.	52
Figure III.13 : Schéma de ferrailage des poutrelles type	62
Figure III.14 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	64
Figure III.15 : Vue en plan de l'escalier.....	65
Figure III.16 : Schéma statique de l'escalier étudié.	65
Figure.III.17 : Schéma de chargement de l'escalier.....	70
Figure III.18 : Ferrailage de l'escalier.....	75
Figure III.19 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	80

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

Figure IV.1 : Spectre de réponse.	85
Figure IV.2 : Vue en plan du modèle initial.....	90
Figure IV.3 : Vue en plan du 2 ^{ème} modèle.....	93
Figure IV.4 : Vue en plan du 3 ^{ème} modèle.....	96
Figure IV.5 : Vue en plan du modèle final.....	102

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistant

Figure V.1 : Ferrailage des poteaux.	121
Figure V.2 : Disposition des poutres.....	123
Figure V.3 : Arrêt des barres.....	129
Figure V.4 : Ferrailage poutres porteuses 30x50 (étage courant)..	130
Figure V.5 : Ferrailage poutres porteuses 30x50 (étage de terrasse).	131
Figure V.6 : Ferrailage des poutres non porteuses 30x40 (étage courant).....	131
Figure V.7 : Ferrailage des poutres non porteuses 30x40 (étage de terrasse).....	133
Figure V.9 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	134
Figure V.10 : Définition de l'élément mur.....	135
Figure V.11 : Mur encastré	135
Figure V.12 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.	139
Figure V.13 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.	140
Figure V.14 : Disposition des voiles dans la structure.....	144
Figure V.15 : Ferrailage du Voile 1 (RDC)..	160

Figure V.16 : Ferrailage du Voile 2 (RDC)..	160
Figure V.17 : Ferrailage du Voile 7 (RDC)..	160

Chapitre VI : Etude des fondations

Figure VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.	164
Figure VI.2 : Schéma statique du bâtiment.	168
Figure VI.3 : Contraintes sous le radier.	170
Figure VI.4 : Schéma du panneau le plus sollicité.	172
Figure VI.5 : Schéma statique du débord.	179
Figure VI.6 : Diagramme des Moments.	179
Figure VI.7 : Schéma de ferrailage des nervures (sens porteur).	180
Figure VI.8 : Schéma de ferrailage des nervures (sens non porteur).	181
Figure VI.9 : Schéma de ferrailage du radier sens x-x.	181
Figure VI.10 : Schéma de ferrailage du radier sens y-y.	181
Figure VI.11 : Evaluation des charges.	182
Figure VI.12 : Poussées des terres.	183
Figure VI.13 : Ferrailage du Voile Périphérique (voile1).	186
Figure VI.14 : Ferrailage du Voile Périphérique (voile2) dans les deux sens.	189

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.
- \emptyset : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- Q_{adm} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- 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 : Période.

S_t : Espacement.
 λ : Elancement.
 F : Force concentrée.
 f : Flèche.
 \bar{f} : Flèche admissible.
 D : Fiche d'ancrage.
 L : Longueur ou portée.
 L_f : Longueur de flambement.
 I_p : Indice de plasticité.
 I_c : Indice de consistance.
 d : Hauteur utile.
 F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 M_u : Moment à l'état limite ultime.
 M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
 M_t : Moment en travée.
 M_a : Moment sur appuis.
 M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
 I : Moment d'inertie.
 f_i : Flèche due aux charges instantanées.
 f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
 I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
 M : Moment, Masse.
 E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
 E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
 f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
 F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
 K : Coefficient de raideur de sol.
 δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
 Y : Position de l'axe neutre.

A_g : Section transversale brute du voile ou trumeau.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

A_{cv} : Section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme.

Φ : Coefficient de sécurité.

α_c : Coefficient dépendant de l'élancement du mur.

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans lame du mur.

ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans lame du mur.

ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans lame du mur.

h_w : Hauteur totale du voile.

l_w : Longueur du mur en plan.

Conclusion

Ce projet de fin d'étude nous a permis, d'un côté, d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul de structure en éléments finis, d'un autre côté, la réglementation régissant les principes de conception et de calcul dans le domaine du bâtiment.

A la fin de ce projet, nous sommes arrivés aux constats suivants :

- Le pré dimensionnement rend les étapes qui le suivent faciles telle que l'étude dynamique.
- Notre analyse approfondie, nous a démontré que le choix des dispositions des voiles de contreventement est un facteur prédominant pour une bonne conception : dit un comportement optimal de la structure.
- Pendant la conception et le calcul parasismique d'une structure, nous avons tenu compte de deux facteurs essentiels, à savoir la sécurité et l'économie.
- La quantité de voile n'implique pas un bon comportement de la structure, mais la disposition optimale de ces derniers, c'est-à-dire le rapprochement maximal du centre des masses avec le centre d'inerties donne des résultats satisfaisants et qui se traduit par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier, en infrastructure et en superstructure, tout en respectant la réglementation en vigueur, comme c'est le cas dans notre projet.
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel SAP2000, nous a permis d'établir un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement, ainsi sa mise en œuvre permettant d'anticiper aisément son comportement en cas de séisme.

Conclusion

Ce projet de fin d'étude nous a permis, d'un côté, d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul de structure en éléments finis, d'un autre côté, la réglementation régissant les principes de conception et de calcul dans le domaine du bâtiment.

A la fin de ce projet, nous sommes arrivés aux constats suivants :

- Le pré dimensionnement rend les étapes qui le suivent faciles telle que l'étude dynamique.
- Notre analyse approfondie, nous a démontré que le choix des dispositions des voiles de contreventement est un facteur prédominant pour une bonne conception : dit un comportement optimal de la structure.
- Pendant la conception et le calcul parasismique d'une structure, nous avons tenu compte de deux facteurs essentiels, à savoir la sécurité et l'économie.
- La quantité de voile n'implique pas un bon comportement de la structure, mais la disposition optimale de ces derniers, c'est-à-dire le rapprochement maximal du centre des masses avec le centre d'inerties donne des résultats satisfaisants et qui se traduit par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier, en infrastructure et en superstructure, tout en respectant la réglementation en vigueur, comme c'est le cas dans notre projet.
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel SAP2000, nous a permis d'établir un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement, ainsi sa mise en œuvre permettant d'anticiper aisément son comportement en cas de séisme.

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de faire une estimation approximative des dimensions des éléments résistants, c'est le point de départ et la base de la justification à la résistance et la stabilité de l'ouvrage aux sollicitations.

Pour le pré dimensionnement des éléments de notre structure, nous nous sommes basés sur les règlements en vigueur, notamment le « **BAEL 91 modifié 99** », le « **RPA99 version 2003** » et le « **CBA93** ».

II.2. Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des panneaux horizontaux conçus afin de supporter les charges verticales puis les transmettre aux éléments porteurs et aussi pour isoler les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

- **Plancher en corps creux :**

La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), avec une dalle de compression.

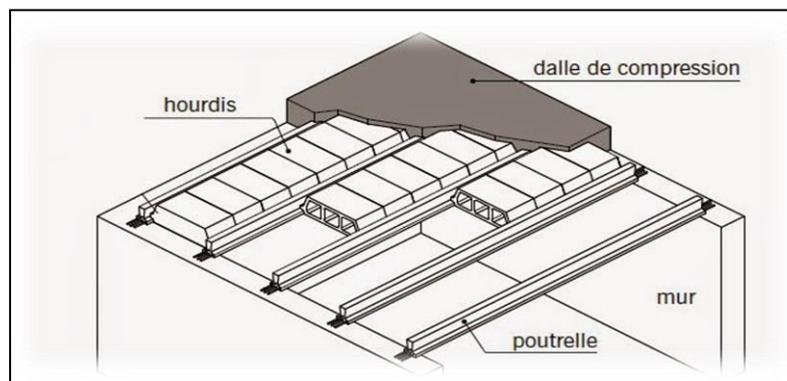


Figure II.1 : Détails d'un plancher à corps creux.

L'épaisseur du plancher en corps creux est déterminée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

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

h_t : Hauteur total du plancher.

$$L = 475 - 30 = 445 \text{ cm}$$

$$L = 445 \text{ cm } h_t \geq \frac{445}{22,5} = 19,78 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de **(16+5) = 21cm.**

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

5 cm : hauteur de la dalle de compression.

- **dalle pleine (Balcon)**

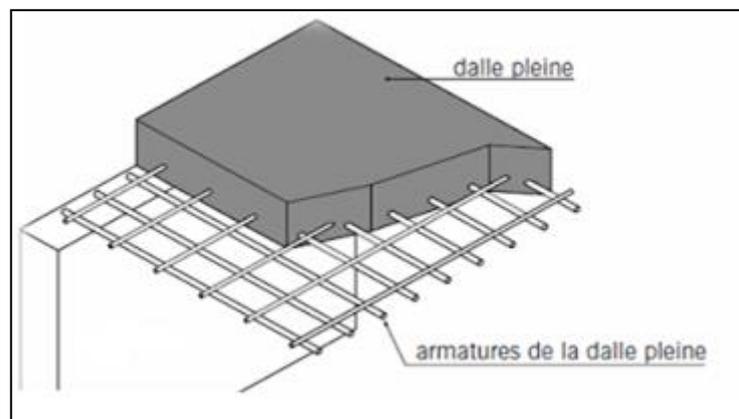


Figure II.2 : Détails d'un plancher à dalle pleine.

On déduira l'épaisseur de la dalle à partir de la condition suivante :

- **Résistance à la flexion**

On doit vérifier la condition selon le nombre des appuis :

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

Avec :

e : Epaisseur de la dalle pleine.

L_x : la portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité. L_x : 120 cm

On aura donc : $3,43 \leq e \leq 4$ (cm). On admet : $e = 10$ cm

- Résistance au feu

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

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

- Isolation phonique

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de : $e = 13$ cm

On admet : $e = 15$ cm

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines :

$e \geq \max(10 ; 11 ; 15)$ cm $\Rightarrow e = 15$ cm.

II.3. Evaluation des charges et surcharges

Dans cette étape les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage seront déterminées.

a. Charges permanentes

1. Plancher terrasse inaccessible

• Dalle en corps creux

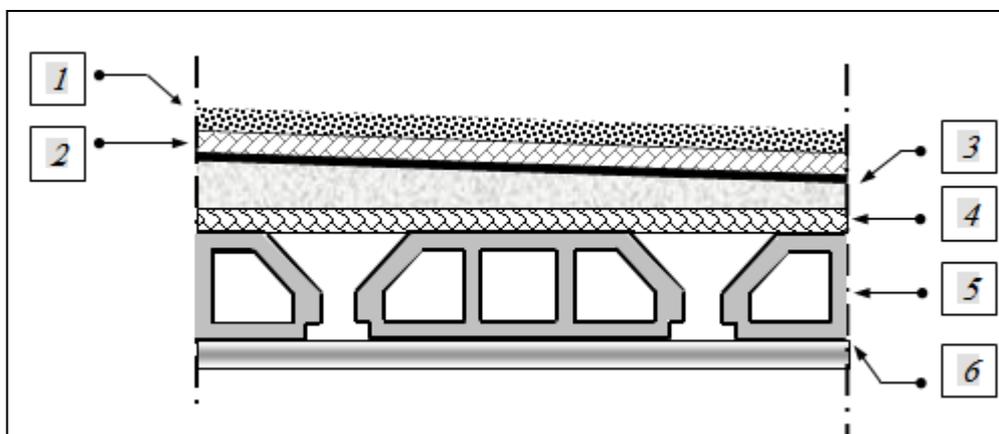


Figure II.3 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse (corps creux).

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Gravillon de protection	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
5	Plancher (16+5)	0,16+0,05	-	3,05
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G				6,58

- **Dalle pleine**

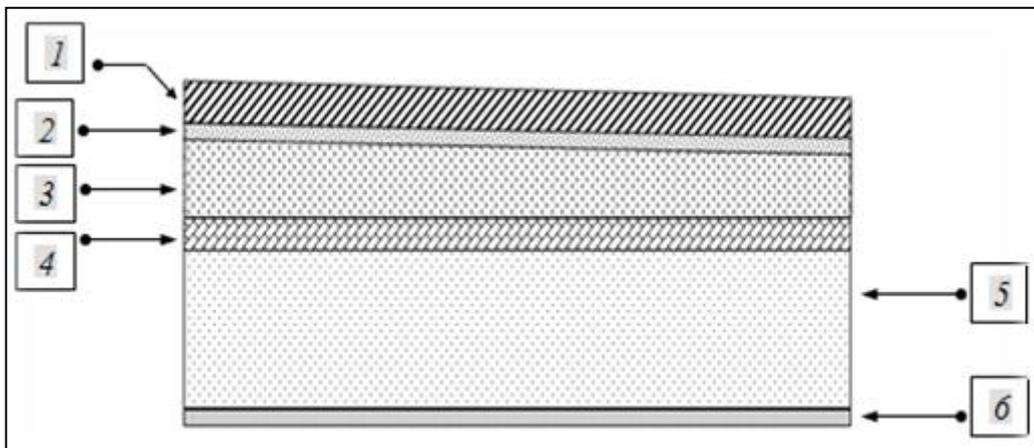
**Figure II.4** : Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine.

Tableau II.2 : Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine).

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Gravillon de protection	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
5	Dalle pleine	0,15	25	3,75
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G				7,28

2. Plancher de l'étage courant

- Dalle en corps creux

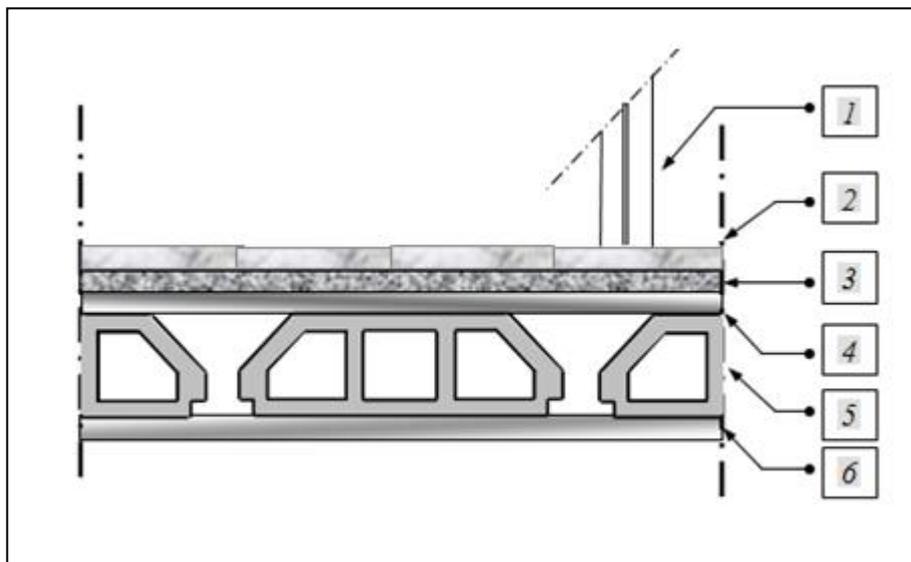
**Figure II.5 :** Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

Tableau II.3 : Charge permanente du plancher courant (corps creux).

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Cloisons de distribution	0,10	-	1,00
2	Carrelage	0,02	20	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Lit de sable	0,02	18	0,36
5	Plancher (16+5)	0,16+0,05	-	3,05
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G				5,41

- Dalle pleine

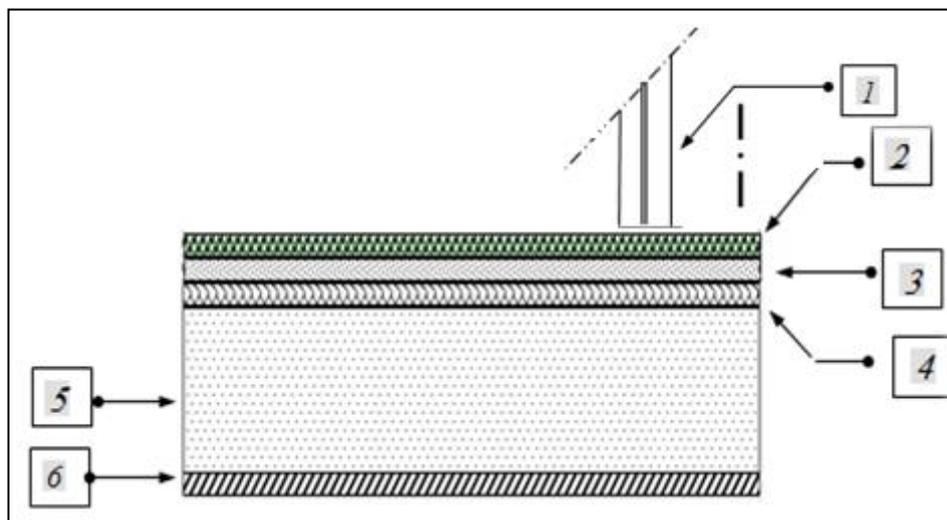
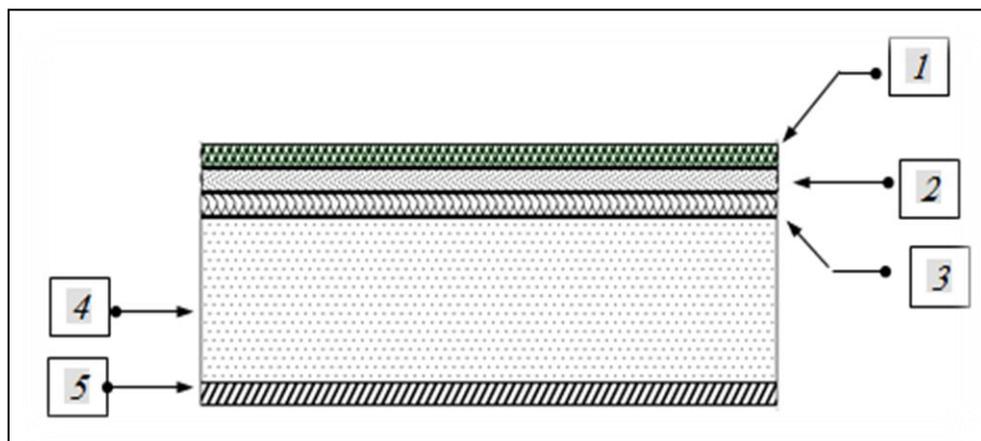
**Figure II.6** : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.

Tableau II.4 : Charge permanente du plancher courant (Dalle pleine).

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Cloisons légères	0,10	-	1,00
2	Carrelage	0,02	22	0,44
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Lit de sable	0,02	18	0,36
5	Dalle pleine	0,15	25	3,75
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G				6,15

3. Balcon

**Figure II.7 :** Coupe verticale de la dalle du balcon.**Tableau II.5 :** Charge permanente du balcon.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				5,27

4. Maçonnerie

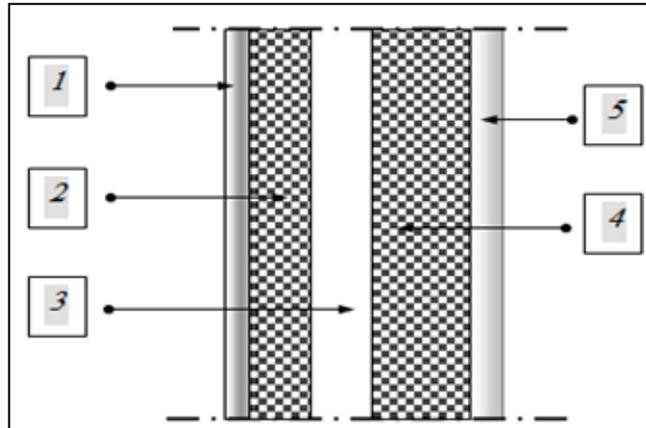


Figure II.8 : constitution du mur extérieur.

Tableau II.6 : Les charges permanentes des murs extérieurs à double cloison.

N ⁰	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Ame d'air	0,05	-	0
4	Brique creuse	0,15	9	1,3
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				2,76

5. Acrotère

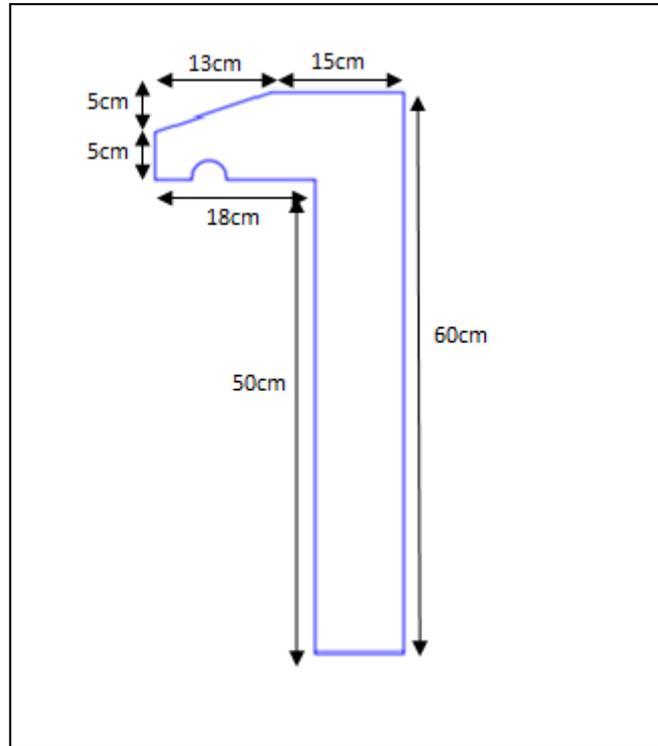


Figure II.9 : Schéma de l'acrotère.

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de $G_1 = \rho_b \times s$

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

s : La surface transversale totale.

$$S = (0,10 \times 0,60) + (0,05 \times 0,18) + (0,05 \times 0,05) + (0,13 \times \frac{0,05}{2}) = 0,075 \text{ m.}$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = 25 \times 0,075 = 1,88 \text{ kN/m}$$

Le poids des enduits au ciment ($\text{ép} = 2\text{cm}$, $\rho = 18\text{kN/m}^3$) :

$$G_2 = \rho \times e \times P = 18 \times 0,02 \times (0,60 + 0,15 + 0,1393 + 0,05 + 0,18 + 0,50) = 0,58 \text{ kN/ml}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 2,46 \text{ kN/m}$$

b. Charges d'exploitation

On distingue les charges d'exploitation, selon la nature des planchers et leurs usages :

- Acrotère Q = 1,0 kN/ml
- Plancher terrasse (inaccessible) Q = 1,0 kN/m²
- Plancher à usage habitation Q = 1,5 kN/m²
- Plancher à usage administratif Q = 2,5 kN/m²
- Parking auto-mobiles Q = 2,5 kN/m²
- Escaliers Q = 2,5 kN/m²
- Balcon Q = 3,5 kN/m²

II.4. Pré dimensionnement des poutres

On peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, leur pré dimensionnement se base sur les étapes suivantes :

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

Ces étapes sont résumées dans ce qui suit :

- **Selon le BAEL 91 modifié 99**

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- La longueur b de poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : Portée libre maximale de la poutre.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

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

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

Calcul :

- **Poutre Porteuse**

a. $L_{\max} = 585 - 30 = 555 \text{ cm}$

$$\frac{555}{15} \leq h \leq \frac{555}{10}$$

$$37 \leq h \leq 55,5 \Rightarrow \text{On opte pour } h = 50 \text{ cm}$$

$$0,3 \times 50 \leq b \leq 0,7 \times 50$$

$$15 \leq b \leq 35 \Rightarrow \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

b. $L_{\max} = 659 - 30 = 629 \text{ cm}$

$$\frac{629}{15} \leq h \leq \frac{629}{10}$$

$$41,93 \leq h \leq 62,9 \Rightarrow \text{On opte pour } h = 50 \text{ cm}$$

$$0,3 \times 50 \leq b \leq 0,7 \times 50$$

$$15 \leq b \leq 35 \Rightarrow \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

Nous choisissons une poutre de : $\mathbf{b \times h = 30 \times 50 \text{ cm}^2}$

➤ **Vérification selon le RPA99**

$$h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1,67 \leq 4 \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Poutre non porteuse**

$$L_{\max} = 475 - 30 = 445 \text{ cm}$$

$$\frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10}$$

$$15 \leq b \leq 35 \Rightarrow \text{On opte pour } h = 50 \text{ cm}$$

$$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$$

$$12 \leq b \leq 28 \Rightarrow \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

Nous choisissons une poutre de : $\mathbf{b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2}$

➤ **Vérification selon le RPA99**

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \quad \text{condition vérifiée}$$

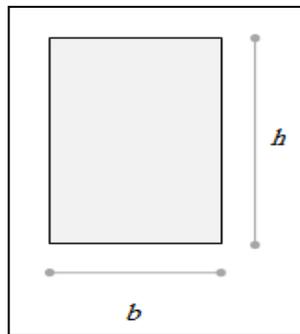


Figure II.10 : section de la poutre.

Conclusion

Les dimensions finales des poutres sont :

Les poutres porteuses : $(b \times h) = (30 \times 50) \text{ cm}^2$.

Les poutres non porteuses : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.5. Pré dimensionnement des poteaux

a. Principe

Les poteaux sont des éléments constituant l'ossature verticale des structures, qui transmettent les charges verticales aux fondations et participent au contreventement des structures. Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple. Nous choisissons le poteau le plus sollicité de la structure et nous généralisons le cas pour les autres types de poteaux.

Chaque poteau porte la surface du plancher située au-dessus de ce poteau. Notre calcul est basé sur la descente de charge. La loi de dégression des charges d'exploitation est appliquée pour tous les étages.

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

b. Loi de dégression

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le plancher terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, Q_3, Q_n les charges d'exploitation respectives des planchers des étages. 1, 2, 3, ...n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

- Sous toit ou terrasse Q_0
- Sous dernier étage (Étage 1) $Q_0+ Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur :
 (étage 2)..... $Q_0+ 0,95 (Q_1+ Q_2)$
 (étage 3)..... $Q_0+ 0,90 (Q_1+ Q_2+ Q_3)$
 (étage 4)..... $Q_0+ 0,85 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4)$
 (étage n)..... $Q_0+ \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3+.....Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Avec :

n : nombre d'étage.

Q_0 : la surcharge d'exploitation sur la terrasse.

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

• Pré dimensionnement des poteaux

Pour le pré dimensionnement des poteaux on suppose qu'ils sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

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

Avec :

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

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

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

l_f : longueur de flambement

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

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{hb^3}{12} \right)$.

B : surface de la section du béton

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

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

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

f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25\text{MPa}$).

A_s : section d'acier comprimée.

B_r : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur surtout son périphérique tel que :

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

• Selon le « BAEL 91 modifié 99 »

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

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

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

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

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

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,062 N_u$$

- Le minimum requis par « RPA99 version 2003 »

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\begin{cases} \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{cases}$$

Avec :

(a ; b) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage

- Schéma statique de la descente de charge :

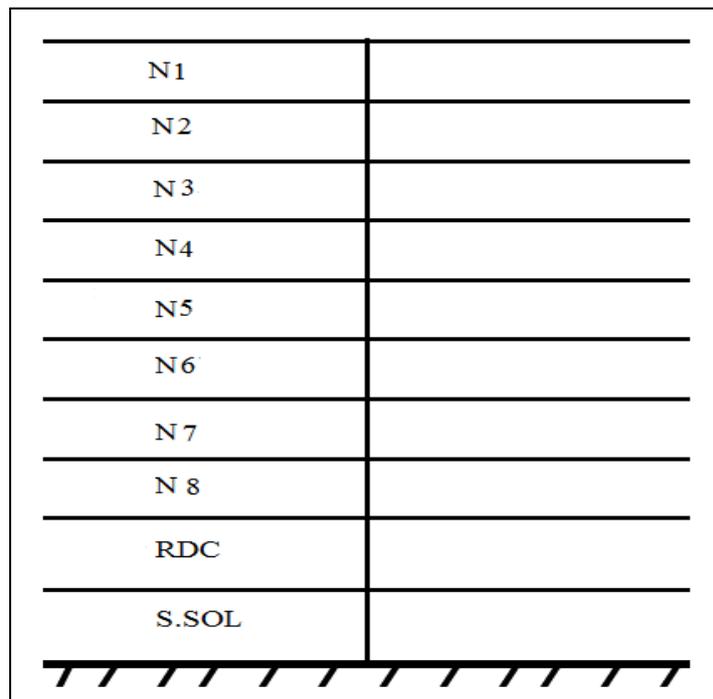


Figure II.11 : Schéma statique de la descente de charge.

- **Calcul des poteaux**

Le poteau le plus sollicité est le poteau central.

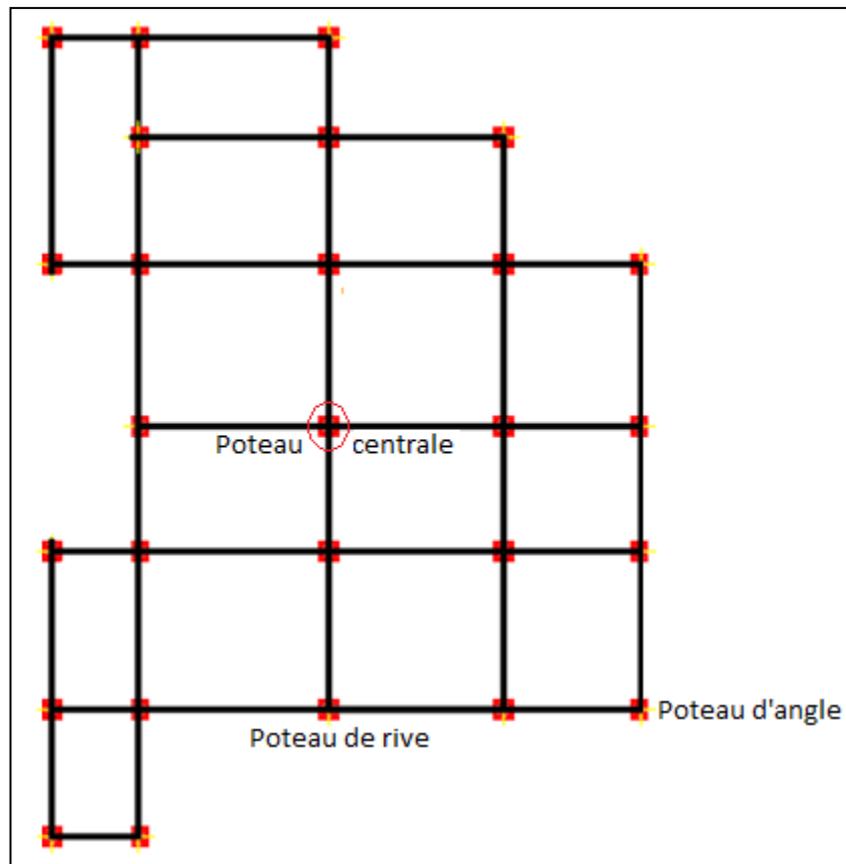


Figure II.12 : Vue en plan « Types de Poteaux ».

c. Calcul de la décente de charge

La surface du plancher revenant au poteau central (le plus sollicité) : $S = 23,46 \text{ m}^2$.

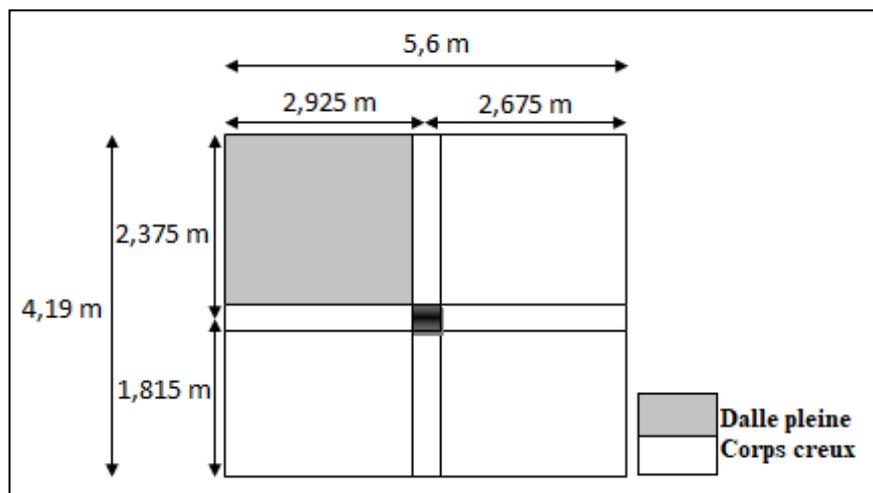


Figure II.13 : représentation de la surface reprise par le poteau le plus sollicité.

La portée de la poutre principale : 5,6 m

La portée de la poutre secondaire : 4,19 m

1. Calcul des différents poids

• Poids de la buanderie

- Poids de l'acrotère : $G = (2,925+2,375) \times 2,46 = 13,038 \text{ kN}$
- Poids du plancher : $G = (2,925 \times 2,375) \times 6,58 = 45,731 \text{ kN}$
- Poids des poutres : $G = (2,925 \times 0,3 \times 0,5 \times 25) + (2,375 \times 0,3 \times 0,4 \times 25) = 18,095 \text{ kN}$
- Poids du mur : $G = (2,925+2,375) \times (3,23-0,5) \times 2,76 = 39,93 \text{ kN}$
- Poids du poteau : $G = (3,23-0,5) \times 25 \times (0,3)^2 = 6,14 \text{ kN}$

• Poids des poutres

- Poids des poutres porteuses : $G_{PP} = (2,925+2,675) \times 0,3 \times 0,5 \times 25 = 21 \text{ kN}$
- Poids des poutres non porteuses : $G_{PNP} = (2,375+1,815) \times 0,3 \times 0,4 \times 25 = 12,57 \text{ kN}$

• Poids de poteaux

- Poids de poteau de terrasse : $(3,23-0,5) \times 25 \times (0,3)^2 = 6,14 \text{ kN}$
- Poids de poteau des étages courants : $(3,23-0,5) \times 25 \times (0,3)^2 = 6,14 \text{ kN}$
- Poids de poteau de RDC : $(4,08-0,5) \times 25 \times (0,3)^2 = 8,06 \text{ kN}$
- Poids de poteau du S.S : $(3,06-0,5) \times 25 \times (0,3)^2 = 5,76 \text{ kN}$

2. Dégression des surcharges pour poteau central

L'évolution des charges d'exploitation sont traitées sur le tableau suivant :

Tableau II.7 : Dégression des surcharges pour poteau central.

Niveau des planchers	Q_i (kN/m ²)	Charge D'exploitation	Σ Charges D'exploitation	Q cumulée (kN/m ²)
N 1	Q_0	1	Q_0	1
N 2	Q_1	1,5	$Q_0 + Q_1$	2,5
N 3	Q_2	1,5	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
N 4	Q_3	1,5	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
N 5	Q_4	1,5	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
N 6	Q_5	1,5	$Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5)$	7
N 7	Q_6	1,5	$Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6)$	7,75
N 8	Q_7	1,5	$Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7)$	8,497
N _{RDC}	Q_8	2,5	$Q_0 + 0,687(Q_1 + \dots + Q_8)$	9,931
N _{s.SOL}	Q_9	2,5	$Q_0 + 0,667(Q_1 + \dots + Q_9)$	11,339

3. Exemple de calcul de la descente de charge sur le poteau centrale :

- Poids supporté par le poteau du 8^{ème} étage : Poids de la buanderie + Poids du plancher terrasse + Poids des poutres + Poids de poteau terrasse.

Application numérique : $122,934 + 154,367 + 33,57 + 6,14 = 317,011$ kN.

- Poids supporté par le poteau du 7^{ème} étage : Poids venant du 8^{ème} étage + Poids du plancher de l'étage courant + Poids des poutres + Poids de poteau de l'étage courant.

Application numérique : $317,011 + 132,04 + 33,57 + 6,14 = 488,761$ kN.

Les résultats sont donnés dans le tableau de choix des sections de poteau central.

- **Choix des sections des poteaux centraux**

Tableau II.8 : Choix des sections de poteau central.

Poteau	Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	Choix (cm ²)	RPA (cm ²)
Central	Niveau 8	317,011	23,46	463,155	287,156	18,95	30*30	30*30
	Niveau 7	488,761	58,65	747,802	463,637	23,53	30*30	30*30
	Niveau 6	660,511	90,321	1027,171	636,846	27,23	30*30	30*30
	Niveau 5	832,261	118,473	1301,262	806,782	30,40	35*35	30*30
	Niveau 4	1004,011	143,106	1570,074	973,446	33,20	35*35	30*30
	Niveau 3	1175,761	164,22	1833,607	1136,836	35,72	40*40	30*30
	Niveau 2	1347,511	181,815	2091,862	1296,954	38,01	40*40	30*30
	Niveau 1	1519,261	199,340	2350,012	1457,007	40,17	45*45	30*30
	RDC	1692,931	232,981	2634,928	1633,655	42,42	45*45	30*30
	S.SOL	1864,301	266,013	2915,825	1807,811	44,52	45*45	30*30

4. Conclusion

Tableau II.9 : choix final des sections de poteaux.

Niveau	a*b (cm ²)
8 ^{ème} étage	30*30
7 ^{ème} étage	30*30
6 ^{ème} étage	30*30
5 ^{ème} étage	35*35
4 ^{ème} étage	35*35
3 ^{ème} étage	40*40
2 ^{ème} étage	40*40
1 ^{er} étage	45*45
RDC	45*45
S.SOL	45*45

II.6. Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs en béton armé, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Pour leur pré dimensionnement, nous nous sommes basés sur les recommandations de **l'RPA99 version 2003**.

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

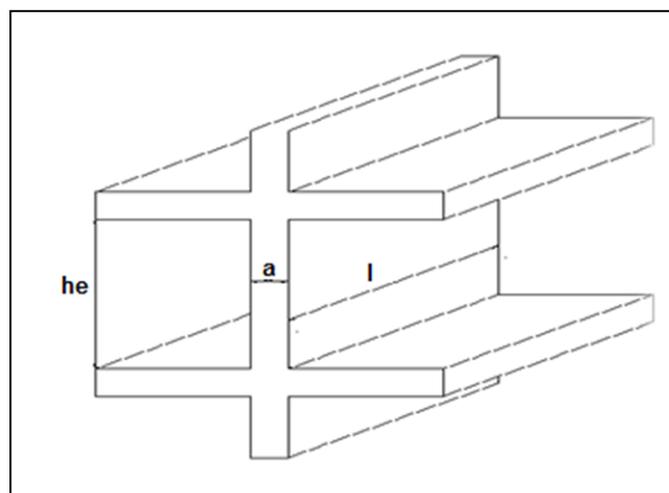


Figure II.14 : coupe de voile.

Dans notre cas

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; h_e / 20 \right\}$$

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

a_{\min} : Epaisseur de voile.

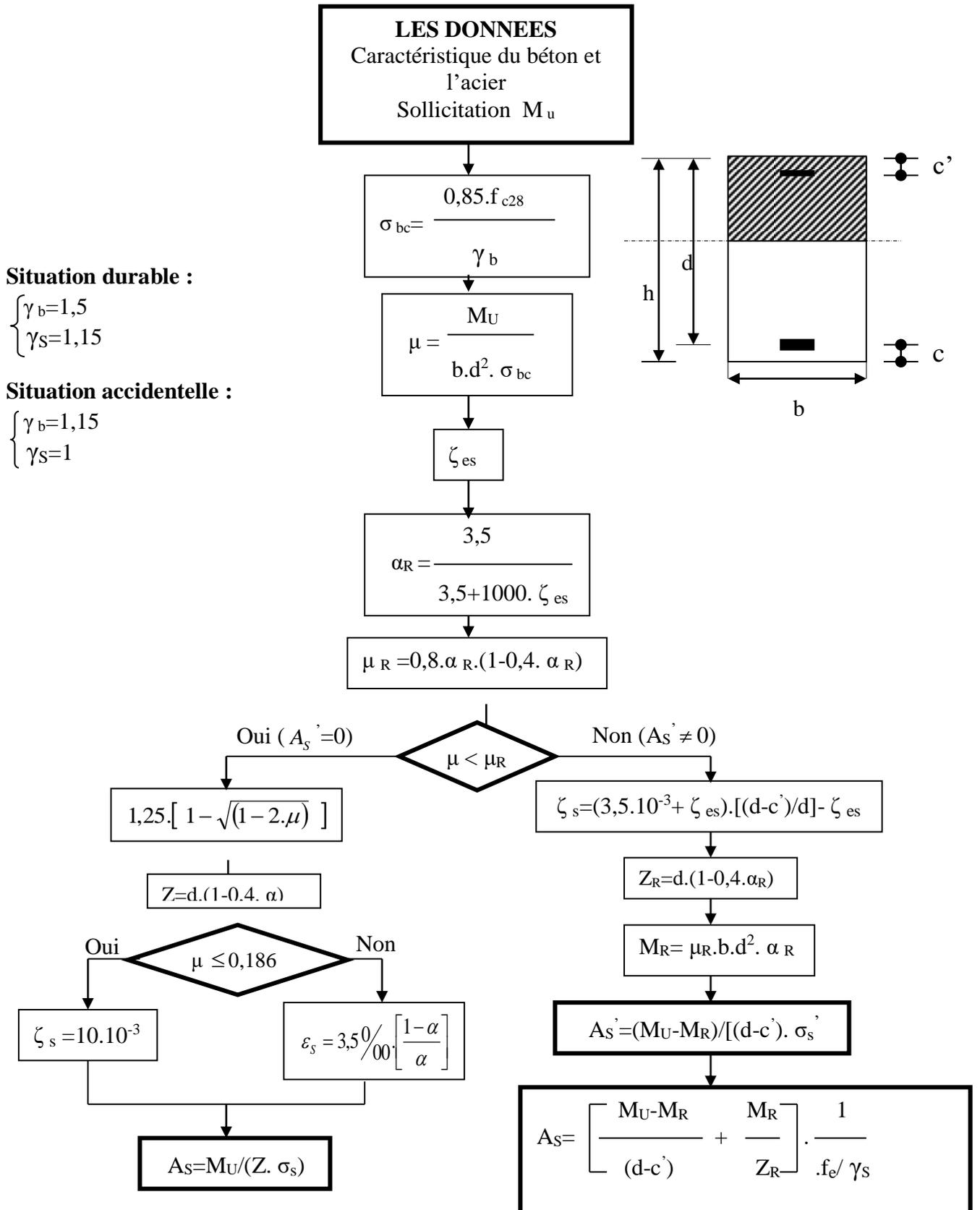
- Pour RDC : $h_e = (4,08 - 0.5) = 3,58 \text{ m}$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 17,9 \text{ cm} \right\} \Rightarrow \mathbf{a_{\min} = 20 \text{ cm.}}$$

Conclusion : on adopte pour RDC et les étages courants { $\mathbf{a = 20 \text{ cm}}$ }

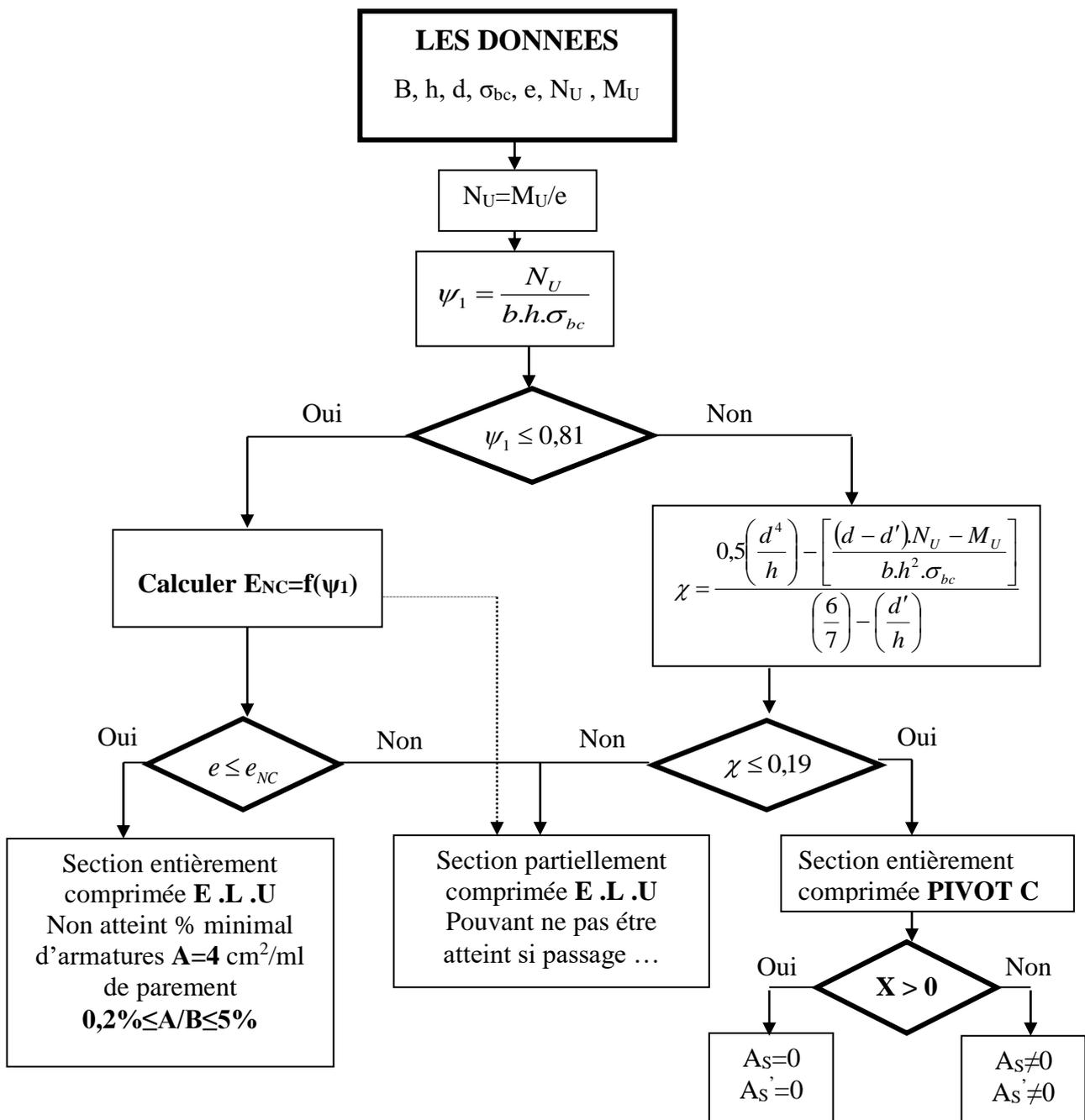
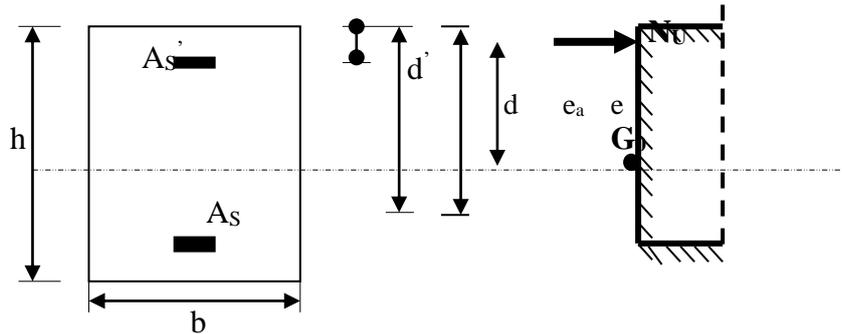
ORGANIGRAMME I

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



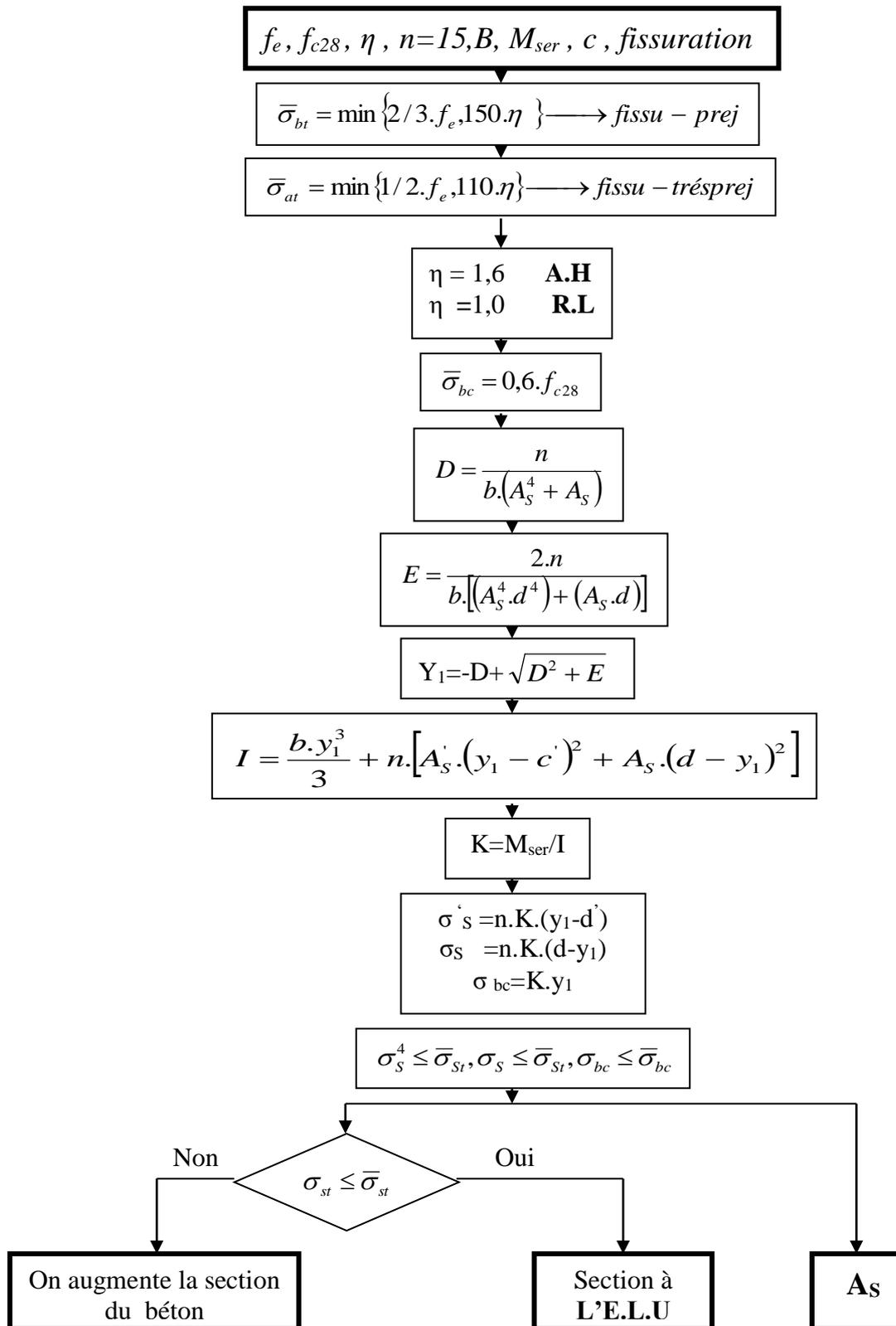
ORGANIGRAMME II

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



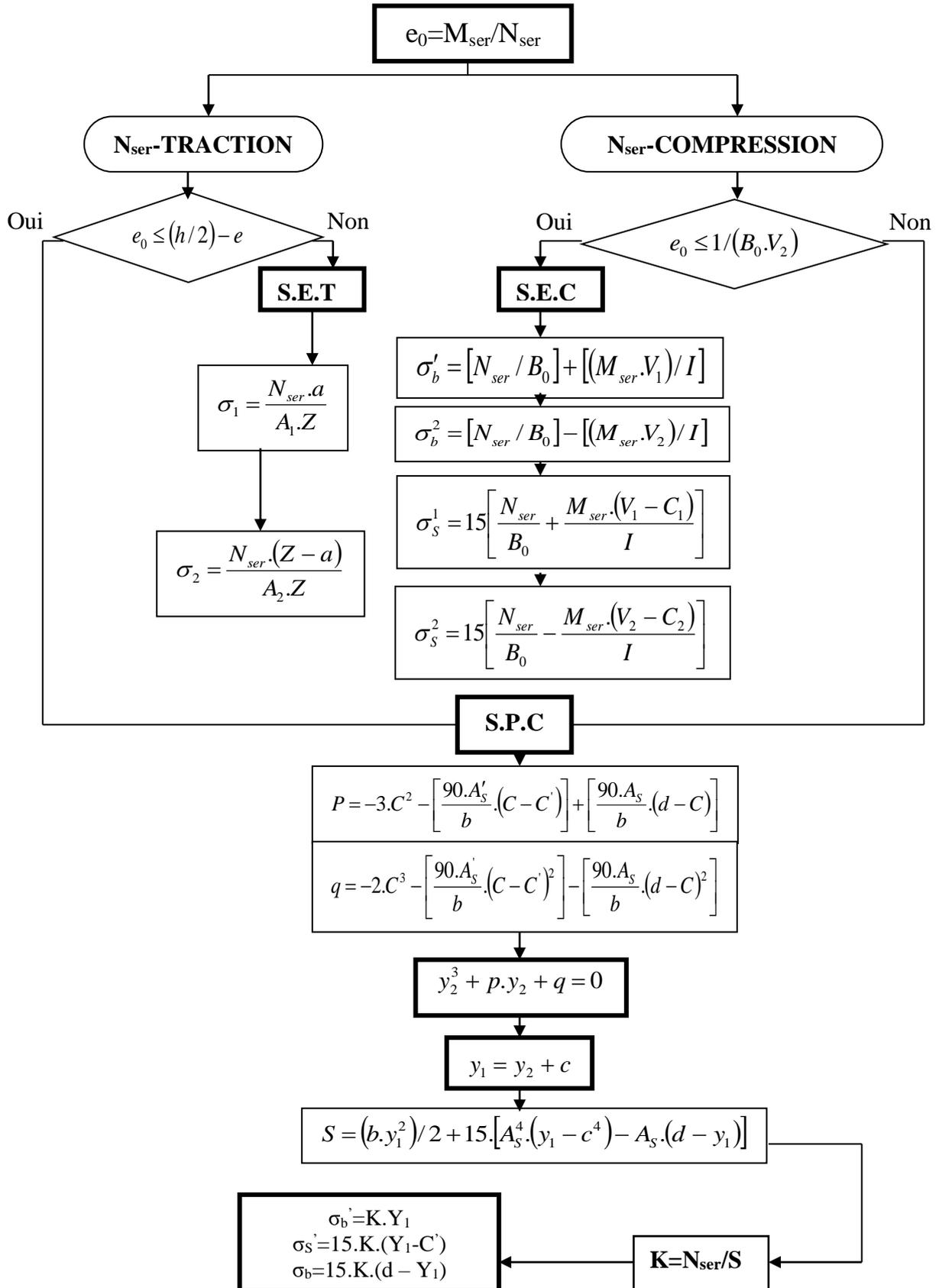
ORGANIGRAMME III

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S



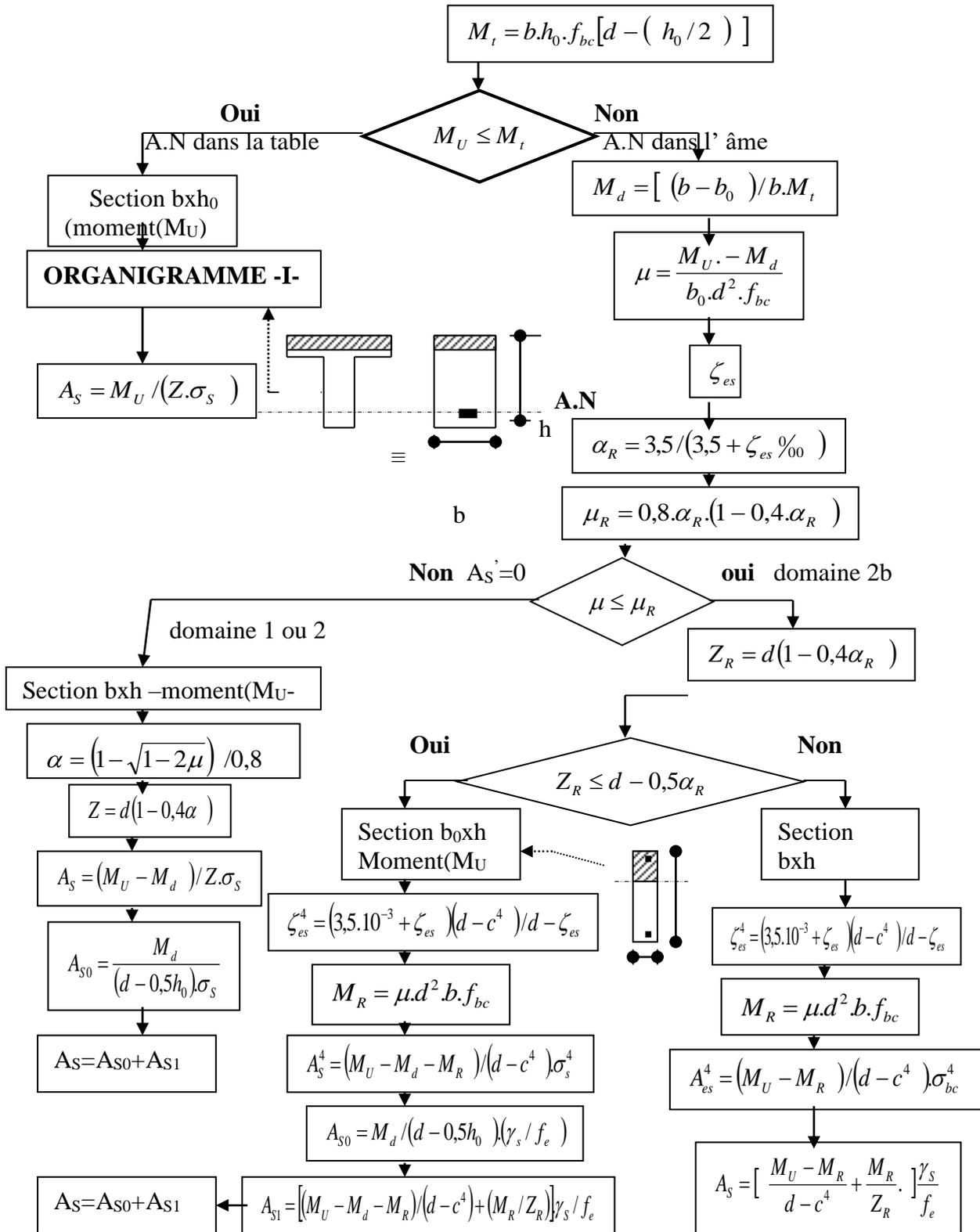
ORGANIGRAMME IV

FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



ORGANIGRAMME -2-

CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



V.1 Introduction

Le ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**, pour qu'ils puissent reprendre tous genre de sollicitations.

V.2 Ferrailage des poteaux

a. Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, qui ont un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

- Caractéristiques du béton et de l'acier :

Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	500	434,78
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	500	500

b. Combinaison d'action

On fait le calcul pour les situations suivantes :

Selon CBA 93

Situation durable : **ELU** : 1,35G+1,5Q

ELS : G+Q

Selon RPA 99

Situation accidentelle : $G+Q+E$

$0,8G\pm E$

Selon ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr}).
- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr}).
- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr}).

c. Recommandation selon RPA99 version 2003

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Pour une zone sismique III 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.

On utilise Le logiciel de SOCOTEC pour le ferrailage des sections.

1. Situation durable

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

- (N^{\max} , M^{corr}) :

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

Niveaux	Sections [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA [cm ²]
7 ^{ème} /8 ^{ème}	30x30	-608,043	21,042	SEC	0	8,1
6 ^{ème}	35x35	-827,840	27,121	SEC	0	11,02
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	-1342,800	5,118	SEC	0	14,40
3 ^{ème}	45x45	-1617,683	5,867	SEC	0	18,22
1 ^{er} /2 ^{ème}	50x50	-2185,346	4,913	SEC	0	22,50
RDC	55x55	-2390,281	2,819	SEC	0	27,22

- (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux situation durable (M^{\max} , N^{corr}).

Niveaux	Sections [cm ²]	M^{\max} [kN.m]	N^{corr} [kN]	Sollicitation	A_s [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA [cm ²]
7 ^{ème} /8 ^{ème}	30x30	50,318	-248,458	SPC	2,39	8,1
6 ^{ème}	35x35	57,471	-422,044	SPC	0,21	11,02
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	71,931	-532,314	SEC	0	14,40
3 ^{ème}	45x45	63,089	-822,010	SEC	0	18,22
1 ^{er} /2 ^{ème}	50x50	53,936	-1005,233	SEC	0	22,50
RDC	55x55	29,686	-1189,294	SEC	0	27,22

2. Situation accidentelle

Combinaison : G+Q+E

- $(N^{\max}, M^{\text{corr}})$:

Tableau V.4 : Ferrailage des poteaux, combinaison G+Q+E ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA [cm ²]
7 ^{ème} /8 ^{ème}	30x30	-556,031	87,378	SPC	3,78	8,1
6 ^{ème}	35x35	-768,134	132,565	SPC	4,68	11,02
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	-1212,695	163,348	SPC	2,02	14,40
3 ^{ème}	45x45	-1447,212	190,889	SEC	0	18,22
1 ^{er} /2 ^{ème}	50x50	-2141,594	205,132	SEC	0	22,50
RDC	55x55	-2457,813	168,756	SEC	0	27,22

- $(N^{\min}, M^{\text{corr}})$:

Tableau V.5 : Ferrailage des poteaux, combinaison G+Q+E ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA [cm ²]
7 ^{ème} /8 ^{ème}	30x30	10,889	30,084	SPC	2,44	8,1
6 ^{ème}	35x35	49,127	54,390	SPC	4,05	11,02
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	196,539	76,062	SPC	5,75	14,40
3 ^{ème}	45x45	285,627	96,936	SPC	7,71	18,22
1 ^{er} /2 ^{ème}	50x50	607,001	178,143	SPC	14,06	22,50
RDC	55x55	835,041	106,569	SPC	12,70	27,22

- $(M^{\max}, N^{\text{corr}})$:

Tableau V.6 : Ferrailage des poteaux, combinaison G+Q+E ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections [cm ²]	M^{\max} [kN.m]	N^{corr} [kN]	Sollicitation	A_s [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA [cm ²]
7 ^{ème} /8 ^{ème}	30x30	97,911	-162,882	SPC	7,39	8,1
6 ^{ème}	35x35	151,346	-320,981	SPC	8,84	11,02
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	204,391	-73,916	SPC	11,94	14,40
3 ^{ème}	45x45	242,883	141,925	SPC	14,00	18,22
1 ^{er} /2 ^{ème}	50x50	259,272	307,970	SPC	14,75	22,50
RDC	55x55	168,765	-2457,813	SEC	0	27,22

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

- $(N^{\max}, M^{\text{corr}})$:

Tableau V.7 : Ferrailage des poteaux, combinaison 0,8G+E $(N^{\max}, M^{\text{corr}})$.

Niveaux	Sections [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA [cm ²]
7 ^{ème} /8 ^{ème}	30x30	-426,262	82,072	SPC	4,07	8,1
6 ^{ème}	35x35	-584,402	125,646	SPC	4,86	11,02
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	-917,700	157,019	SPC	2,77	14,40
3 ^{ème}	45x45	-1169,508	215,320	SPC	2,76	18,22
1 ^{er} /2 ^{ème}	50x50	-1909,081	202,844	SEC	0	22,50
RDC	55x55	-2217,100	168,143	SEC	0	27,22

- $(N^{\min}, M^{\text{corr}})$:

Tableau V.8 : Ferrailage des poteaux, combinaison 0,8G+E $(N^{\min}, M^{\text{corr}})$.

Niveaux	Sections [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA [cm ²]
7 ^{ème} /8 ^{ème}	30x30	43,338	32,036	SPC	2,93	8,1
6 ^{ème}	35x35	100,307	57,008	SPC	4,75	11,02
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	287,226	78,324	SPC	7,36	14,40
3 ^{ème}	45x45	397,404	99,386	SPC	9,00	18,22
1 ^{er} /2 ^{ème}	50x50	835,477	175,220	SPC	16,32	22,50
RDC	55x55	1069,703	104,823	SPC	14,98	27,22

- $(M^{\max}, N^{\text{corr}})$:

Tableau V.9 : Ferrailage des poteaux, combinaison 0,8G+E $(M^{\max}, N^{\text{corr}})$.

Niveaux	Sections [cm ²]	M^{\max} [kN.m]	N^{corr} [kN]	Sollicitation	A_s [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA [cm ²]
7 ^{ème} /8 ^{ème}	30x30	96,029	-127,893	SPC	7,39	8,1
6 ^{ème}	35x35	149,039	-238,769	SPC	9,09	11,02
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	195,936	-515,082	SPC	8,26	14,40
3 ^{ème}	45x45	226,817	327,102	SPC	14,81	18,22
1 ^{er} /2 ^{ème}	50x50	246,105	-1563,406	SEC	0	22,50
RDC	55x55	168,143	-2217,100	SEC	0	27,22

d. Choix des armatures

Remarque : le ferrailage donné par le *SOCOTEC* correspond au ferrailage d'une seule face du poteau.

Tableau V.10 : Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	A _S ^{cal} /face (cm ²)	A _S ^{min} (cm ²)	A _S ^{max} (Z.C) (cm ²)	A _S ^{max} (Z.R) (cm ²)	Choix des armatures	A _S adopté (cm ²)
7 ^{ème} /8 ^{ème}	30x30	7,39	8,1	27	54	12T16	24,13
6 ^{ème}	35x35	9,09	11,02	36,75	73,5	4T20+8T16	28,65
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	11,94	14,40	48	96	12T20	37,70
3 ^{ème}	45x45	14,81	18,22	60,75	121,5	16T20	50,27
1 ^{er} /2 ^{ème}	50x50	16,32	22,50	75	150	8T25+8T16	55,35
RDC	55x55	14,98	27,22	90,75	181,5	8T25+8T16	55,35

e. 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}), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

Béton : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Acier : Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

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

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250$ MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- $(N_{\max}^{\text{ser}}, M_{\text{cor}}^{\text{ser}})$:

Tableau V.11 : Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{\max}^{ser} (kN)	$M_{\text{cor}}^{\text{ser}}$ (kN.m)	A_S adopté (cm ²)	σ_s (MPa)	$\sigma_{s \text{ add}}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
7 ^{ème} /8 ^{ème}	30x30	444,732	15,275	24,13	85,40	250	6,14	15	ok
6 ^{ème}	35x35	604,488	19,675	28,65	81,70	250	5,75	15	ok
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	978,141	3,767	37,70	77,20	250	5,18	15	ok
3 ^{ème}	45x45	1178,151	4,315	50,27	73,20	250	4,91	15	ok
1 ^{er} /2 ^{ème}	50x50	1591,273	3,612	55,35	79,40	250	5,31	15	ok
RDC	55x55	1741,009	2,071	55,35	73,50	250	4,91	15	ok

- $(M_{\max}^{\text{ser}}, N_{\text{cor}}^{\text{ser}})$:

Tableau V.12 : Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	M_{\max}^{ser} (kN.m)	$N_{\text{cor}}^{\text{ser}}$ (kN)	A_S adopté (cm ²)	σ_s (MPa)	$\sigma_{s \text{ add}}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
7 ^{ème} /8 ^{ème}	30x30	36,696	182,680	24,13	96,70	250	8,05	15	ok
6 ^{ème}	35x35	41,771	308,442	28,65	81,50	250	6,22	15	ok
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	52,250	388,717	37,70	72,90	250	5,41	15	ok
3 ^{ème}	45x45	45,773	599,839	50,27	61,70	250	4,38	15	ok
1 ^{er} /2 ^{ème}	50x50	39,140	733,392	55,35	52,20	250	3,63	15	ok
RDC	55x55	21,764	872,308	55,35	43,70	250	2,98	15	ok

f. Vérification De L'effort Tranchant

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Poteaux carré.

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement ;

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée ;

b : la largeur de la section étudiée ;

d : la hauteur utile ;

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

- **Selon le BAEL [1]**

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

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

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

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$ si l'élanement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élanement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élanement du poteau, $\lambda = \frac{L_f}{i}$

i : Rayon de giration, $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée ;

B : Section du poteau ;

L_f : Longueur de flambement, on prend $L_f = 0,7 L_0$.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V.13 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
7 ^{ème} /8 ^{ème}	30x30	29,983	0,370	26,11	0,075	1,875	2,5	ok
6 ^{ème}	35x35	33,592	0,305	22,39	0,075	1,875	2,5	ok
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	42,795	0,297	19,59	0,075	1,875	2,5	ok
3 ^{ème}	45x45	36,433	0,199	17,41	0,075	1,875	2,5	ok
1 ^{er} /2 ^{ème}	50x50	26,985	0,119	15,67	0,075	1,875	2,5	ok
RDC	55x55	11,579	0,043	17,99	0,075	1,875	2,5	ok

g. Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles du **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

- Selon **CBA 93**

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

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 ;

Ø_t : Diamètre des armatures transversales ;

Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le **RPA99 version 2003**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales ;

S_t : Espacement des armatures transversales ;

T_u : Effort tranchant à l'ELU ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales ;

h : Hauteur totale de la section brute ;

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

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

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

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

\emptyset_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

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

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

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 240 \text{ MPa}$ (FeE240).

Le tableau suivant regroupe les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.14 : Espacements maximales selon RPA99 pour les poteaux.

Niveaux	section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
7 ^{ème} /8 ^{ème}	30 x30	12T16	16	10	15
6 ^{ème}	35x35	4T20+8T16	20 et 16	10	15
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40 x40	12T20	20	10	20
3 ^{ème}	45x45	16T20	20	10	20
1 ^{er} /2 ^{ème}	50x50	8T25+8T16	16 et 25	10	15
RDC	55x55	8T25+8T16	16 et 25	10	15

- Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.15 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
7 ^{ème} /8 ^{ème}	30 x30	2,261	7,536	2,50	29,983	N	10	0,50	4T8	2,01
						C	15	0,75	4T8	2,01
6 ^{ème}	35x35	2,261	6,460	2,50	33,592	N	10	0,48	4T8	2,01
						C	15	0,72	4T8	2,01
4 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	2,261	5,652	2,50	42,795	N	10	0,53	4T8	2,01
						C	20	1,06	4T8	2,01
3 ^{ème}	45x45	2,261	5,024	2,50	36,433	N	10	0,40	4T8	2,01
						C	20	0,81	4T8	2,01
1 ^{er} /2 ^{ème}	50x50	2,261	4,522	3,75	26,985	N	10	0,40	4T8	2,01
						C	15	0,61	4T8	2,01
RDC	55x55	2,856	5,192	2,50	11,579	N	10	0,11	4T8	2,01
						C	15	0,16	4T8	2,01

h. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50 \text{ } \varnothing_l$ en zone III.

Pour :

- $\varnothing = 25 \text{ mm} \dots \dots \dots L_r = 125 \text{ cm}$
- $\varnothing = 20 \text{ mm} \dots \dots \dots L_r = 100 \text{ cm}$
- $\varnothing = 16 \text{ mm} \dots \dots \dots L_r = 80 \text{ cm}$

i. Ferrailage des poteaux de sous-sol :

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple,

La section d'armature longitudinale sera donnée par :

$$A_s \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \quad [1]$$

Avec :

N_u : Effort normal de compression simple pondéré ;

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire ;

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire ;

α : Coefficient de réduction en fonction de λ .

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{pour un poteau carré}$$

L_f : longueur de flambement, on prend $L_f = 0,7 L_0$

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

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

f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 500 \text{ MPa}$

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

d'épaisseur sur tout sa périphérie tel que :

$$B_r = (a - 0,02)^2 \text{ [m}^2\text{]} \quad \text{pour un poteau carré.}$$

1. Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$$N_{u(RDC)} = 2457,813 \text{ kN}$$

- Poids du plancher..... $(5,41 \times 16,51) + (6,15 \times 6,95) = 132,04 \text{ kN}$
 - Poids du poteau..... $(0,55)^2 \times (3,06 - 0,50) \times 25 = 19,36 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre principale..... $G_{PP} = 21 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire..... $G_{PNP} = 12,57 \text{ kN}$
- | |
|-------------------------|
| $G = 184,97 \text{ kN}$ |
|-------------------------|
- Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \times 23,46 = 58,65 \text{ kN}$

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 337,684 \text{ kN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$$N_{u(ss)} = N_{u(RDC)} + N_{u1} = 2795,491 \text{ kN}$$

2. Calcul du ferrailage

Le poteau du sous-sol est de section carré $B = 55 \times 55 \text{ cm}^2$

$$i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 15,88 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times 3,06,10^2}{15,88} = 13,489 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,825$$

$$Br = (55 - 2)^2 = 2809 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{2795,491 \times 10^3}{0,825} - \frac{2809 \times 10^2}{0,9} \times \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{500}$$

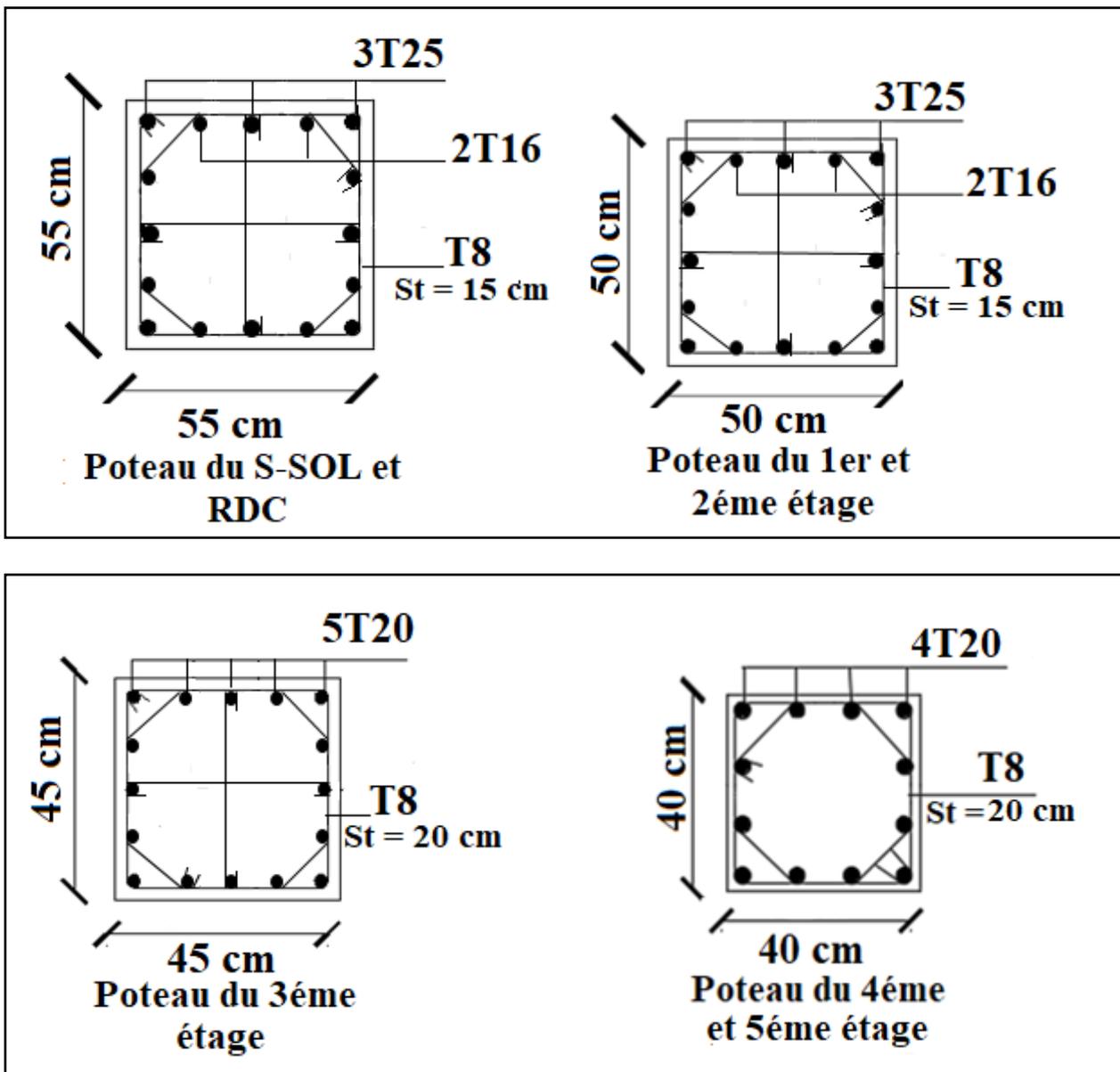
$$A_s \geq -41,71 \text{ cm}^2$$

Le calcul du poteau le plus sollicité au niveau du sous-sol en compression simple, sous un effort normal à la base égal à « 2795,491 kN » a donné une section inférieure à celle exigée par l' RPA99 V2003 ($A_{s \min} = 27,22 \text{ cm}^2$).

Notre choix est la même section d'armature des poteaux du RDC.

Soit : $A_s = 8T25 + 8T16 = 55,35 \text{ cm}^2$.

j. Schéma de ferrailage des poteaux



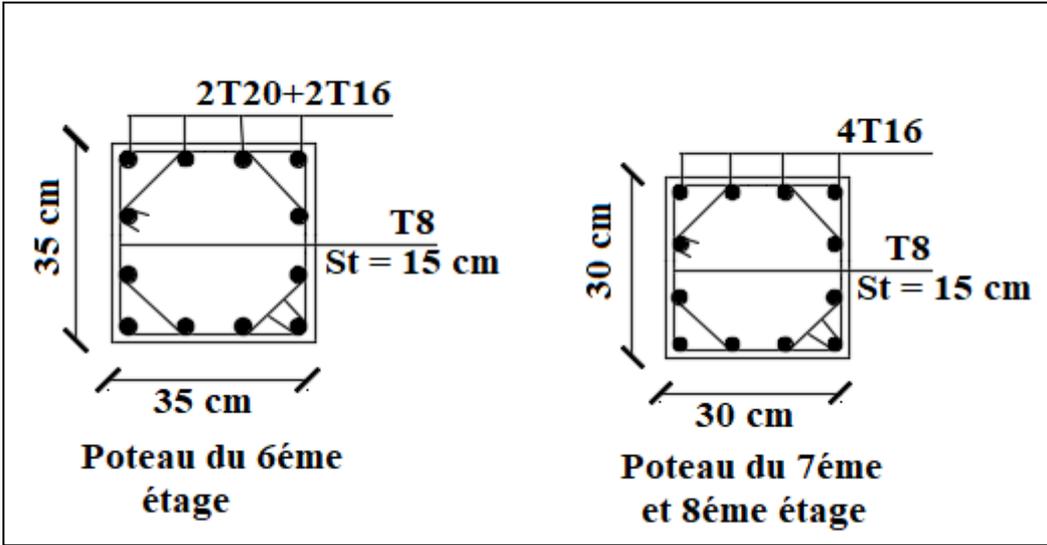


Figure V.1 : Ferraillage des poteaux.

V.3 Ferrailage des poutres

a. Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent la transmission des charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe). On fait le calcul pour les situations suivantes :

Selon CBA 93

Situation durable : **E.L.U** : $1,35 G + 1,5 Q$

$$\mathbf{E.L.S} : G + Q$$

Selon RPA 99

Situation accidentelle : $G+Q+E$

$$0,8G \pm E$$

b. Recommandations selon RPA99 version 2003

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4% en zone courante.
6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

c. Calcul de ferrailage

Pour le calcul de ferrailage dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre non porteuse)

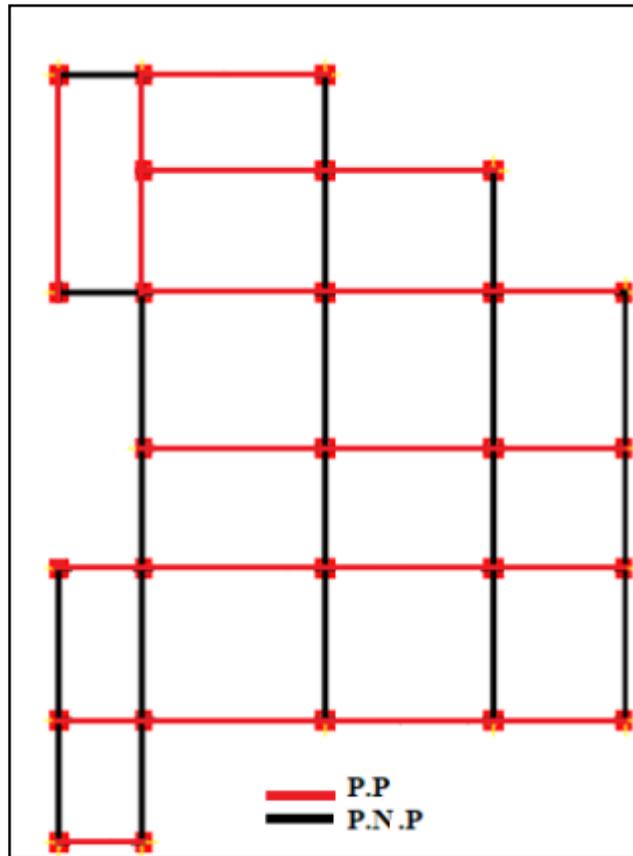


Figure V.2 : Disposition des Poutres.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

- **Sens porteur (30 x 50) Situation durable : $1,35G + 1,5Q$**

Tableau V.16 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)
Etage courant	30x50	Travée	76,248	3,90
		Appui	173,178	9,48
Terrasse	30x50	Travée	81,376	4,18
		Appui	174,126	9,54

- Situation accidentelle : **G + Q + E**

Tableau V.17 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)
Etage courant	30x50	Travée	300,693	15,02
		Appui	347,738	17,99
Terrasse	30x50	Travée	290,067	14,39
		Appui	204,154	9,60

- Situation accidentelle : **0,8 G + E**

Tableau V.18 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)
Etage courant	30x50	Travée	307,904	15,46
		Appui	339,637	17,46
Terrasse	30x50	Travée	197,575	9,25
		Appui	274,614	13,48

1. Sens non porteur (30 x 40)

- Situation durable : **1,35G + 1,5Q**

Tableau V.19 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	29,711	1,90
		Appui	57,539	3,78
Terrasse	30x40	Travée	28,210	1,80
		Appui	52,489	3,43

- Situation accidentelle : **G + Q + E**

Tableau V.20 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	142,432	8,63
		Appui	171,282	10,69
Terrasse	30x40	Travée	113,617	6,71
		Appui	146,329	8,90

- Situation accidentelle : **0,8 G + E**

Tableau V.21 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	146,427	8,91
		Appui	167,287	10,40
Terrasse	30x40	Travée	117,028	6,93
		Appui	141,396	8,56

d. Choix des armatures

1. Sens porteur (30 x 50)

Tableau V.22 : Choix des armatures pour les poutres porteuses.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage courant	30x50	Travée	307,904	60	90	7,50	15,46	4T20+2T14	15,65
		Appui	347,738				17,99	6T20	18,85
Terrasse	30x50	Travée	290,067	60	90	7,50	14,39	4T20+2T14	15,65
		Appui	274,614				13,48	4T20+2T14	15,65

2. Sens non porteur (30 x 40)

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

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	146,427	48	72	6	8,91	4T16+2T14	11,12
		Appui	171,282				10,69	4T16+2T14	11,12
Terrasse	30x40	Travée	117,028	48	72	6	6,93	4T16	8,04
		Appui	146,329				8,90	4T16+2T14	11,12

e. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1] \quad \text{avec : } f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; f_e = 500\text{Mpa.}$$

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

Section (cm ²)	A _{s(min)} choisit (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
30x50	15,65	1,30	Vérifiée
30x40	8,04	1,04	Vérifiée

f. Vérification vis à vis de l'ELS**1. Sens porteur (30 x 50)****Tableau V.25** : Vérification des poutres porteuse à l'ELS.

Niveaux	Position	M _{ser} (kN.m)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Etage courant	Travée	55,487	3,19	15	83,80	250	OK
	Appui	125,685	6,68		231,70		
Terrasse	Travée	59,613	3,42	15	90,00	250	OK
	Appui	127,107	7,23		235,40		

2. Sens non porteur (30 x 40)**Tableau V.26** : Vérification des poutres non porteuse à l'ELS.

Niveaux	Position	M _{ser} (kN.m)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Etage courant	Travée	21,780	2,24	15	59,30	250	OK
	Appui	42,009	4,38		155,70		
Terrasse	Travée	20,404	2,32	15	75,90	250	OK
	Appui	38,566	4,01		142,70		

g. Vérification de l'effort tranchant

- Vérification de la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum,

b : Largeur de la section de la poutre,

d : Hauteur utile,

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable). **Selon le BAEL 91 modifié 99**

1. Sens porteur (30 x 50)

Tableau V.27 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur.

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etage courant	30x50	125,652	0,93	2,5	OK
	30x50	160,336	1,19	2,5	OK
terrasse	30x50	131,977	0,98	2,5	OK
	30x50	154,135	1,14	2,5	OK

2. Sens non porteur (30 x 40)

Tableau V.28 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens non porteur.

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etage courant	30x40	51,062	0,47	2,5	OK
	30x40	49,630	0,46	2,5	OK
terrasse	30x40	34,580	0,32	2,5	OK
	30x40	45,330	0,42	2,5	OK

h. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est FeE240 ($f_e = 240\text{MPa}$, H.A).

• Selon le BAEL 91 modifié 99 :

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

• Selon le RPA 99 version 2003 :

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

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,43\text{cm}$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.29 : Calcul des armatures transversales.

Sens	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix
					S _t (cm)	S _t (cm)ZC	S _t (cm)ZN	ZN		
Porteur	30x50	160,336	1,19	40	25	12,50	10	20	1,8	4T8
Non Porteur	30x40	51,062	0,47	32,40	20	10	10	20	1,8	4T8

i. Recouvrement des armatures longitudinales

$L_r = 50\phi$ (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement

On a :

$\phi = 20 \text{ mm} \dots\dots\dots L_r = 100\text{cm}$

$\phi = 16 \text{ mm} \dots\dots\dots L_r = 80 \text{ cm}$

$\phi = 14 \text{ mm} \dots\dots\dots L_r = 70 \text{ cm}$

j. Arrêt des barres

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

$$\text{Armatures supérieures : } h'_{\geq} \left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{MAX}}{4} \quad \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} \quad \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

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

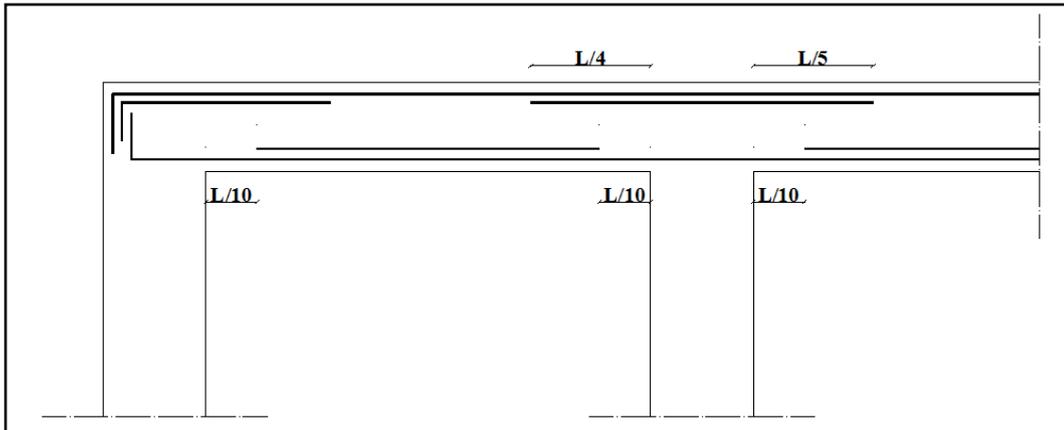


Figure V.3 : Arrêt des barres.

k. Vérification de la flèche

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$$

Avec :

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

Tel que :

$$\text{Poutre porteuse (30x50) : } f_{adm} = 0,5 \text{ (cm)} + \frac{555}{1000} = 1,055 \text{ cm}$$

$$\text{Poutre non porteuse (30x40) : } f_{adm} = \frac{445}{500} = 0,89 \text{ cm}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

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

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

Remarque

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V.30 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Cas	Section (cm ²)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Vérification
Porteur	30x50	10,12	10,55	OK
Non porteur	30x40	7,96	8,90	OK

I. Armatures de peau

Pour éviter des fissurations abusives dans les pièces relativement sollicitées, il convient à prévoir s'il y a lieu des armatures de peau.

Ces armatures sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. **[C.B.A.93]**

m. Schéma de ferraillage des poutres

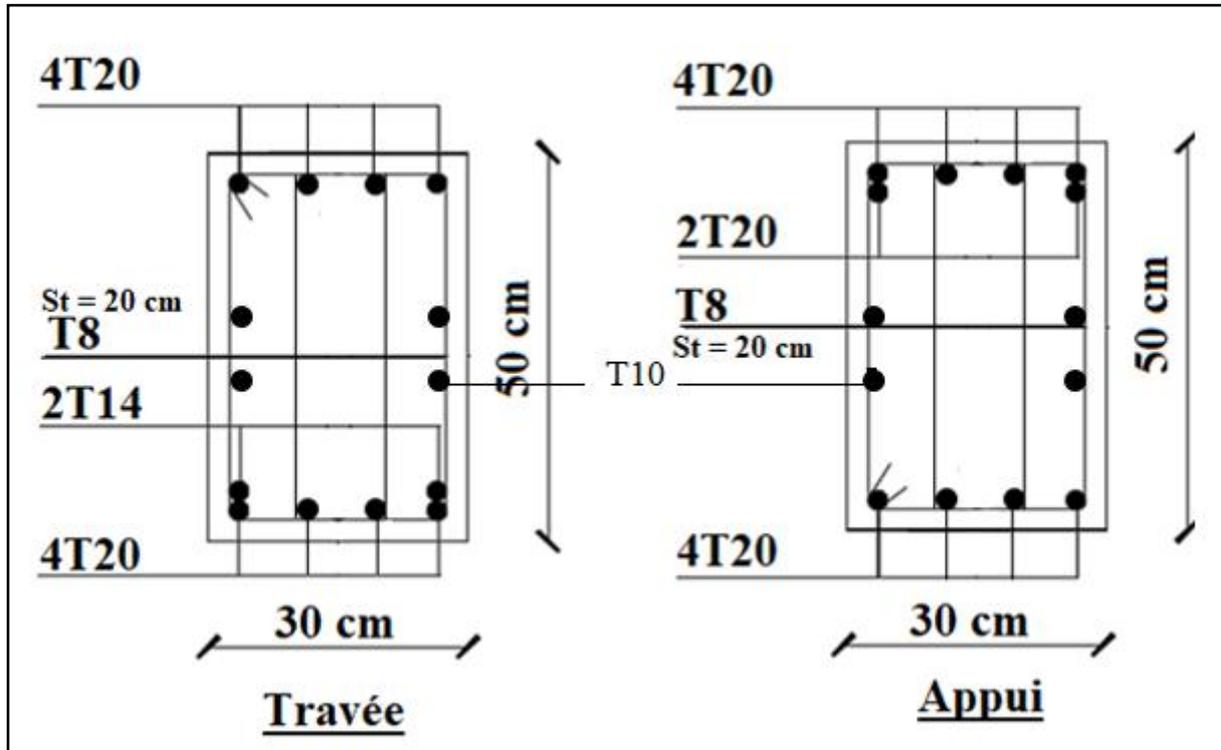


Figure V.4 : Ferraillage poutres porteuses 30x50 (étage courant).

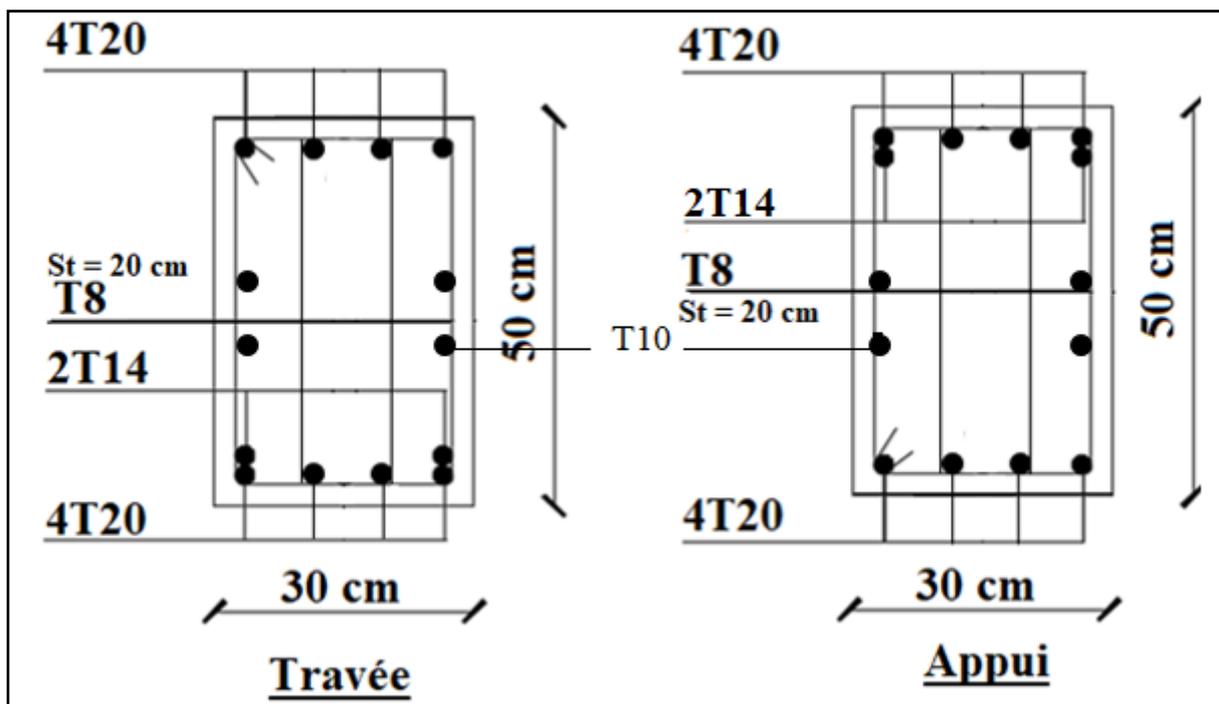


Figure V.5 : Ferraillage poutres porteuses 30x50 (étage de terrasse).

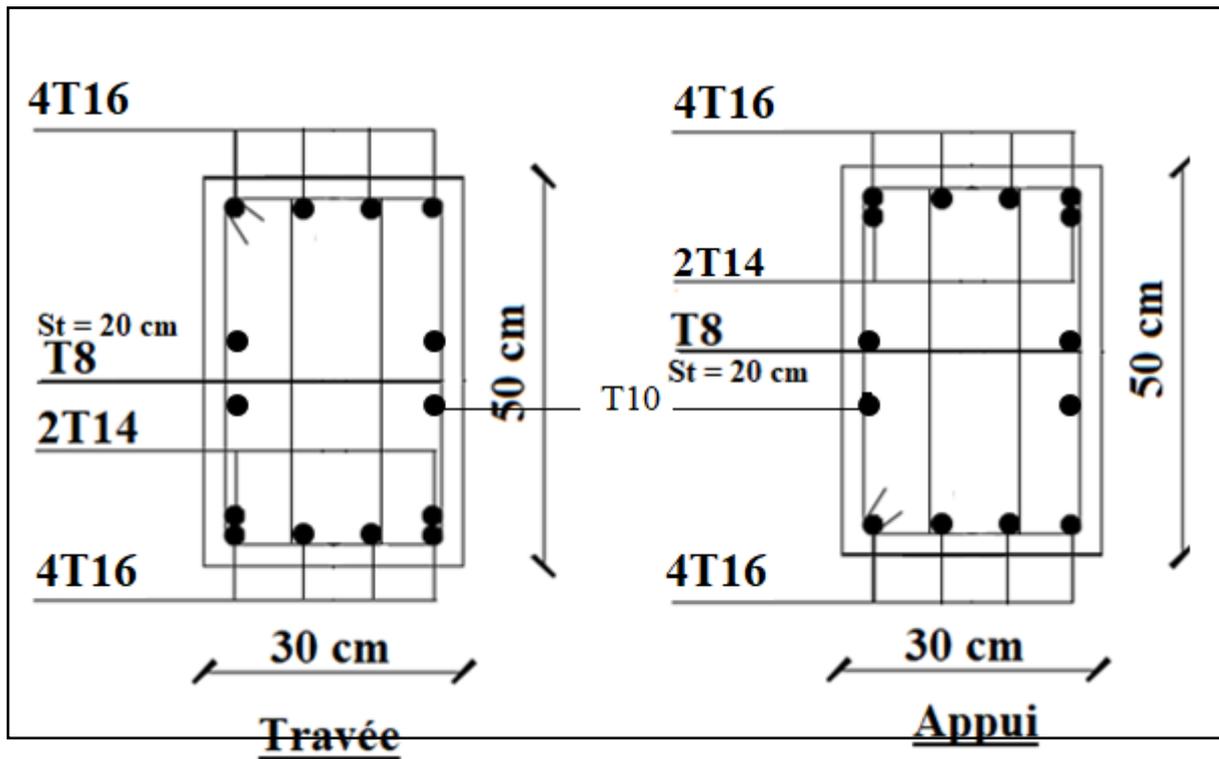


Figure V.6 : Ferraillage des poutres non porteuses 30x40 (étage courant).

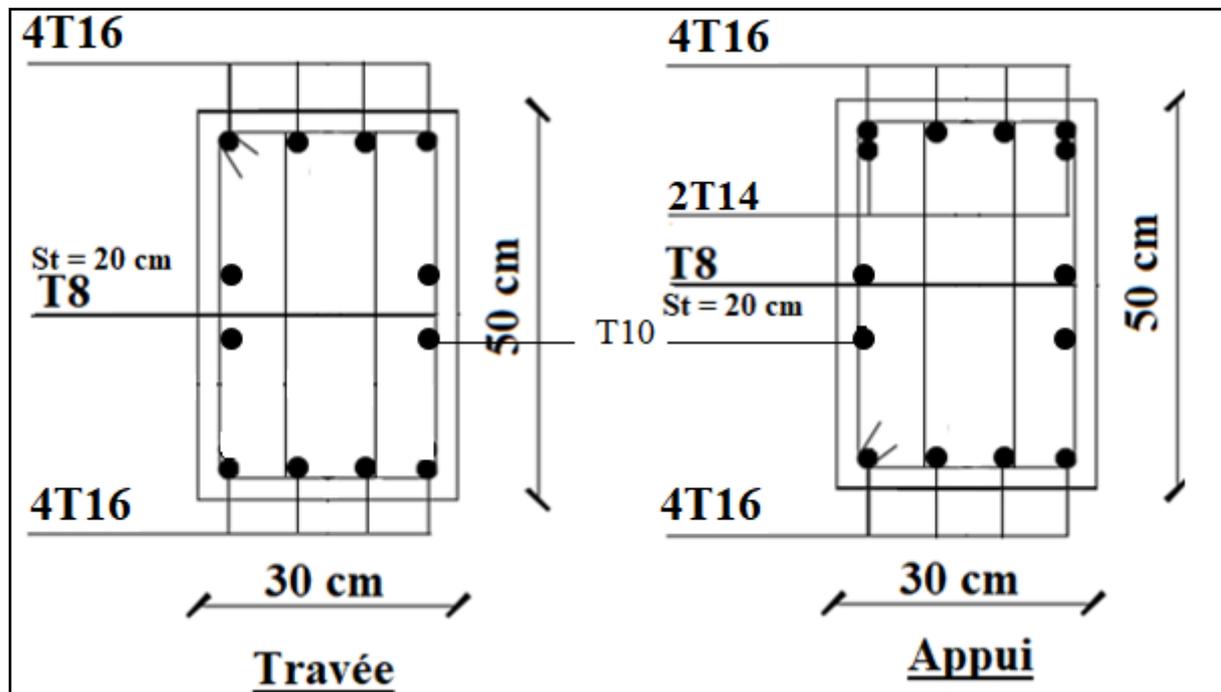


Figure V.7 : Ferraillage des poutres non porteuses 30x40 (étage de terrasse).

V.4. Ferrailage des voiles

a. Introduction

Le calcul des voiles se fait par plusieurs méthodes où chacune ayant ses caractéristiques, parmi ces méthodes on va utiliser une méthode simplifiée basée sur les contraintes (méthodes des contraintes). Le voile est sollicité par un effort normal (N) et un effort tranchant (V), et un moment fléchissant (M).

Le ferrailage d'un voile en béton armé est composé :

- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v).
- D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H .
- 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.
- les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

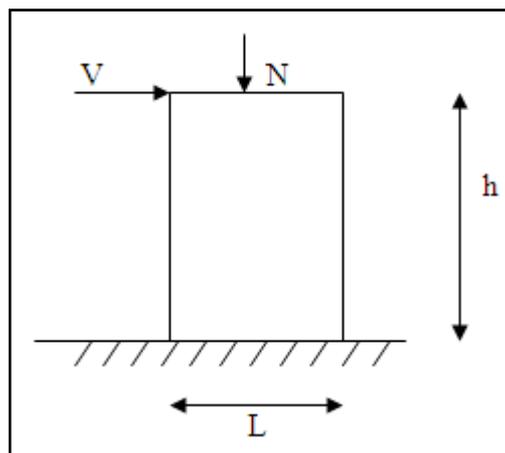


Figure V.8 : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée.

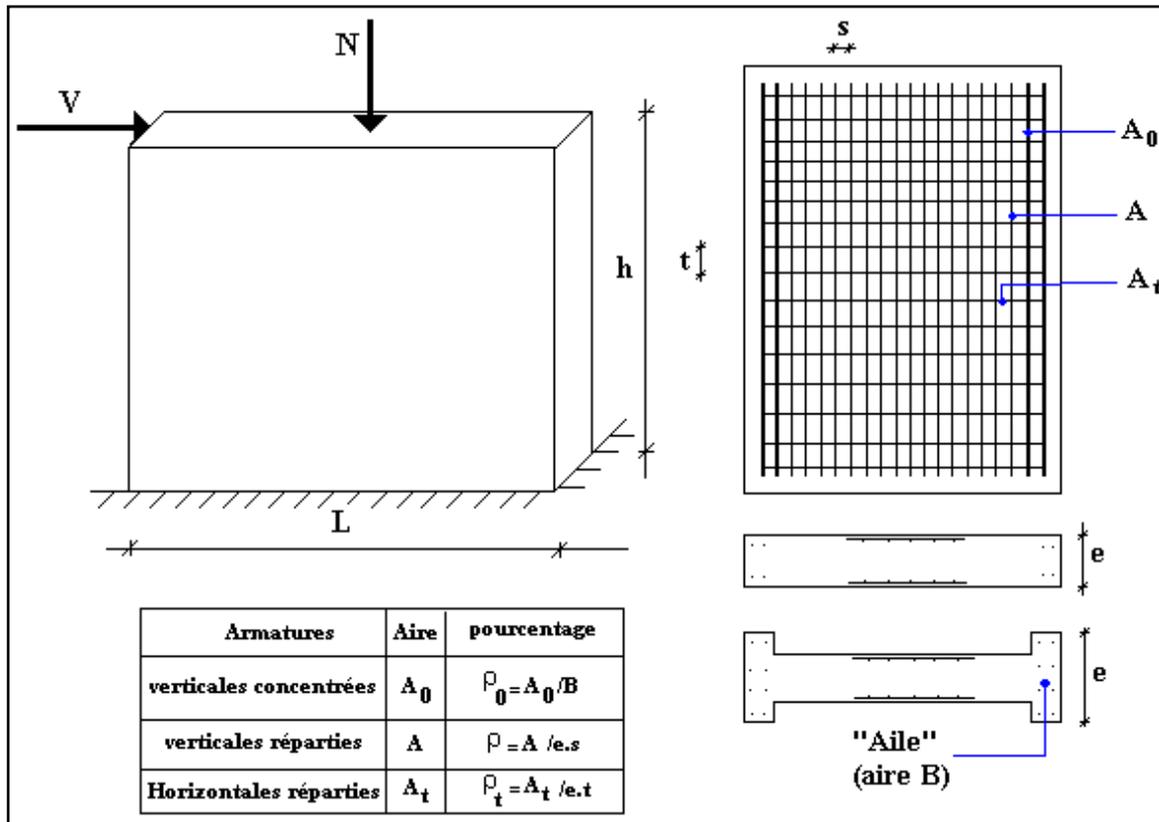


Figure V.9 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

b. Préconisation du BAEL91

• Justifications sous sollicitations normales

1. Conditions d'application :

- La longueur du mur : $d \geq 5$
- 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'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

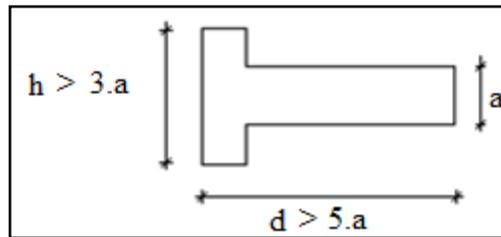


Figure V.10 : Définition de l'élément mur.

2. 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.

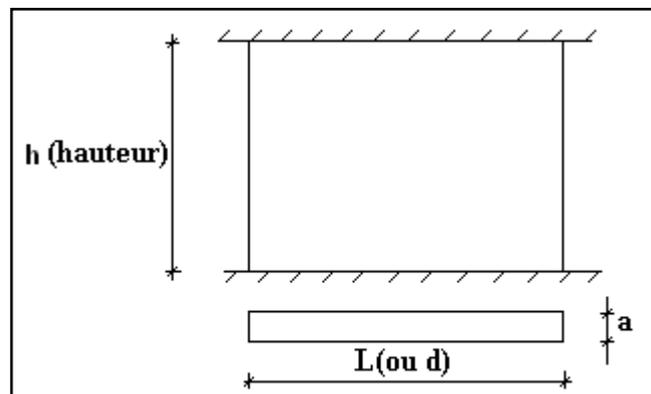


Figure V.11 : Mur encastré.

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

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

Tableau V.31 : Valeurs de (l_f/l) .

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

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

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

3. 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 $\gamma_s = 1$)

Note :

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.

Tableau V.32 : Calcul de σ_{ulim} .

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	M^2	d(a-0,02)	
Pour $\lambda \leq 50$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Pour $50 \leq \lambda \leq 80$			$0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	
Effort limite ELU	$N_{u \lim}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \lim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \lim}}{ad}$

Remarque :

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

4. Aciers minimaux

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

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

- Aciers verticaux, aciers horizontaux :**Tableau V.33 : Aciers verticaux et horizontaux.**

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_v \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_h \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{vMax}}{3} ; 0,001 \right]$ ρ_{vMax} = le pourcentage vertical de la bande la plus armée
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	

- Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements)

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

Tableau V.34 : Aciers transversaux.

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

5. 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 $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$).

c. 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 : $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s} \dots (1)$

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 :

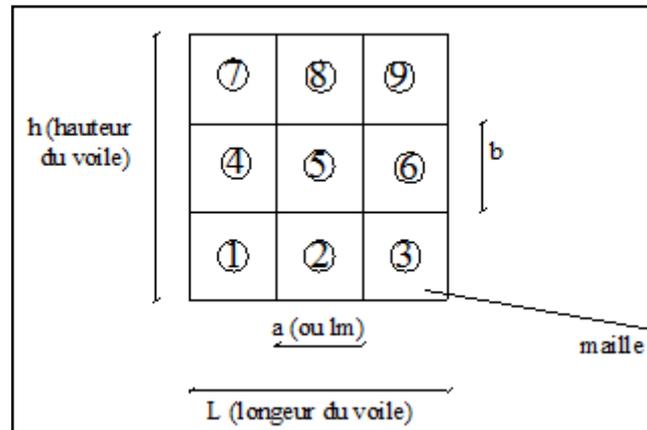


Figure V.12 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

d. 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),

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

e. Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA 99/VER2003)

1. 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.

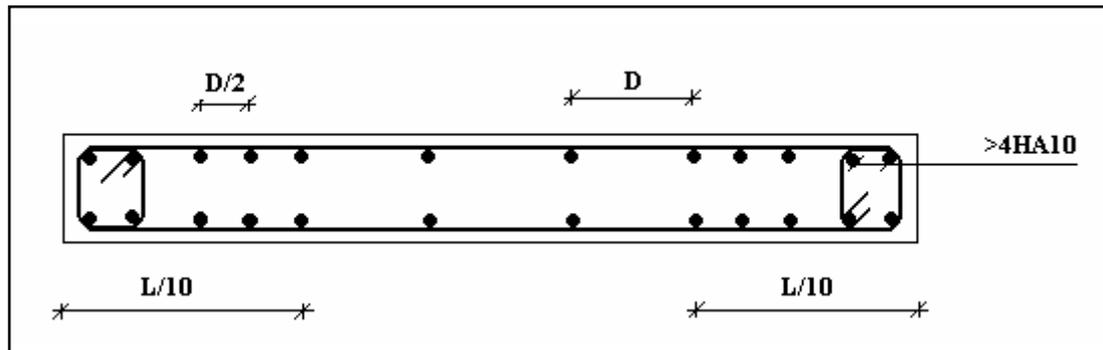


Figure V.13 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

2. 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.

3. 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

$$(2) \text{ valeurs suivantes : } S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$$

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.

f. Exemple de calcul (V4, V')

Soit le voile de :

$$L = 2,65 \text{ m} ; a = 0,20 \text{ m (épaisseur)} ; h_e = 3,23 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

• Contraintes limites

Pour une hauteur d'étage de 3,23m d'où la hauteur libre est égale à :

$$h_{rdc} = 3,23 - 0,50 = 2,73 \text{ m}$$

(0,45 m : hauteur de la poutre)

Tableau V.35 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V8).

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$0,85 \times 2,73 = 2,32$	$0,80 \times 2,73 = 2,18$
Elancement λ		$\frac{l_f \times \sqrt{12}}{0,20} = 40,18$	$\frac{l_f \times \sqrt{12}}{0,20} = 37,76$
Coefficient α		0,67	0,49
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1\text{m}$	M²	$(a-0,02)1 = (0,20-0,02)1 = 0,18$	0,18
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u\text{lim}}}{a d}$ Avec $d = 1\text{m}$	MPa	$\sigma_{bna} = \frac{0,67}{1000} \left[\frac{180000 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 200} \right]$ $\sigma_{bna} = 14,56 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,49}{200 \times 1000} \left(\frac{0,18 \times 10^6 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{500}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 10,67 \text{ MPa}$

Remarque :

$$B_{et} = (0,20) (0,88) \text{ m}^2$$

$$A_s = 0,176 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

- **Armatures de traction**

Tableau V.36 : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V8).

Maille $L_i = 0,88 \text{ m}$	1		2		3	
Dimensions (m²) $(a \cdot l_i) = S_j$	0,176		0,176		0,176	
Contrainte moyenne par maille $\sigma_j (\text{MPa})$	5,16		1,19		4,76	
Force de traction $F_t (\text{MN}) = \sigma_j S_j$	0,908		0,209		0,837	
Section d'acier (cm²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle $\gamma_s = 1$)	18,16		4,18		16,74	
Aciers minimaux (cm²) 1. Selon BAEL : 0,1% $S_{\text{béton}}$ 2. Selon RPA99 : 0,2 % $S_{\text{béton}}$	1,76		1,76		1,76	
choix	2×4T20	2×2T16	2×7T214	2×2T16	2×4T20	
A_v adopté	33,17		21,55		33,17	
S_i : espacement (cm)	9	18	18	18	9	

- **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) : [2]**

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

$$A_{vj} = 1,1 \frac{3,21 \times 200 \times (880)}{500} 1,4 = 1740,07 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 17,40 \text{ cm}^2$$

- **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8} \quad S_{t \min} = 300 \text{ mm.}$$

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

$$A_{h1} = \frac{1,4 (3,21) (200) (300)}{(0,8) (500) (0,8)} = 8,42 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (32,30) = 21,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) \cdot a \cdot l = \frac{0,15}{100} (0,20) (0,88) = 2,64 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 21,53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 7T14 = 21,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{880}{6} = 146 \text{ mm}$$

On prend : $S_t < S_{t \min} = 300 \text{ mm}$vérifié.

g. Présentation des résultats Armature verticale de traction

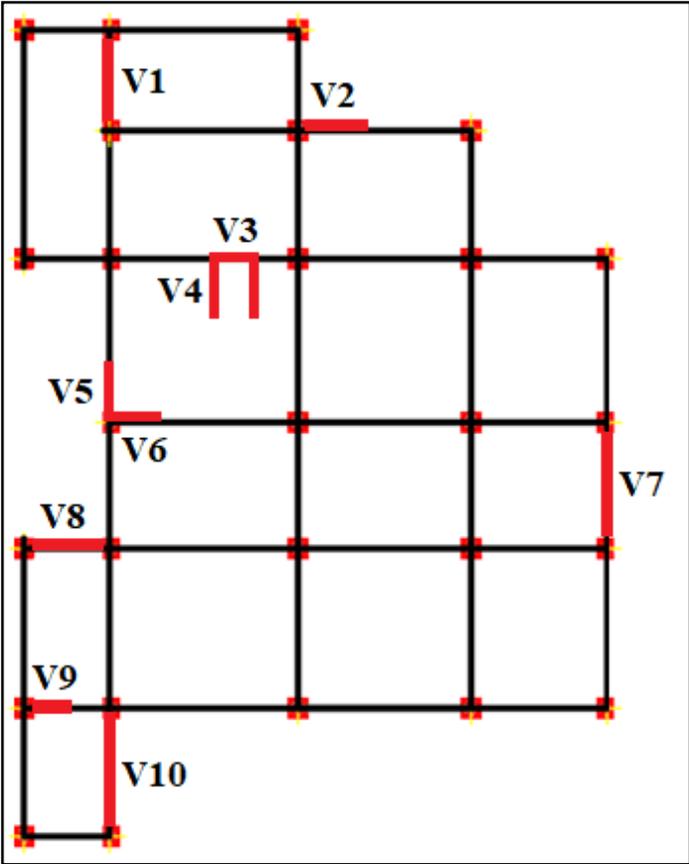


Figure V.14 : Disposition des voiles dans la structure.

- Voile (V1) : $L = 2,92$ m**Tableau V.37** : Calcul des armatures du voile (V1).

Hauteur (m)	maille	a (m)	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	A_{v+} A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC	1	0,20	0,973	0,195	4,02	0,784	15,68	24,94	2×3T20	26,89	12
									2×2T16		24
	2	0,20	0,973	0,195	0,76	0,148	2,96	14,04	2×5T14	15,39	24
3	0,20	0,973	0,195	4,38	0,854	17,08	26,01	2×2T16	26,89	24	
								2×3T20		12	
1 ^{ère} - 2 ^{ème}	1	0,20	0,973	0,195	2,34	0,456	9,12	18,23	2×3T16	20,11	12
									2×2T16		24
	2	0,20	0,973	0,195	0,21	0,041	0,82	11,30	2×5T12	11,31	24
3	0,20	0,973	0,195	2,94	0,573	11,46	19,97	2×2T16	20,11	24	
								2×3T16		12	
3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0,20	0,973	0,195	0,52	0,101	2,02	10,17	2×3T14	13,76	12
									2×2T12		24
	2	0,20	0,973	0,195	-0,73	/	/	/	2×5T10	7,85	24
3	0,20	0,973	0,195	1,11	0,216	4,32	10,79	2×2T12	13,76	24	
								2×3T14		12	
5 ^{ème} - 6 ^{ème}	1	0,20	0,973	0,195	0,35	0,068	1,36	8,67	2×3T14	13,76	12
									2×2T12		24
	2	0,20	0,973	0,195	-0,76	/	/	/	2×5T10	7,85	24
3	0,20	0,973	0,195	0,14	0,027	0,54	4,97	2×2T12	13,76	24	
								2×3T14		12	
7 ^{ème} - 8 ^{ème}	1	0,20	0,973	0,195	1,54	0,300	6,00	13,13	2×3T14	13,76	12
									2×2T12		24
	2	0,20	0,973	0,195	0,59	0,115	2,30	7,33	2×5T10	7,85	24
3	0,20	0,973	0,195	0,88	0,172	3,44	6,25	2×2T12	13,76	24	
								2×3T14		12	

- Voile (V2) : $L = 2,00$ m

Tableau V.38 : Calcul des armatures du voile (V2).

Hauteur (m)	maille	a (m)	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	A_{v+} A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC	1	0,20	1,00	0,20	2,46	0,492	9,84	20,55	2×3T20	34,93	9
									2×4T16		18
	2	0,20	1,00	0,20	5,73	1,146	22,92	31,72	2×4T16	34,93	18
									2×3T20		9
1 ^{ère} - 2 ^{ème}	1	0,20	1,00	0,20	0,13	0,026	0,52	9,08	2×3T14	21,55	9
									2×4T14		18
	2	0,20	1,00	0,20	1,82	0,364	7,28	18,67	2×4T14	21,55	18
									2×3T14		9
3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0,20	1,00	0,20	-1,09	/	/	/	2×3T12	15,83	9
									2×4T12		18
	2	0,20	1,00	0,20	0,34	0,068	1,36	12,57	2×4T12	15,83	18
									2×3T12		9
5 ^{ème} - 6 ^{ème}	1	0,20	1,00	0,20	0,29	0,058	1,16	8,73	2×3T14	15,83	9
									2×4T14		18
	2	0,20	1,00	0,20	0,74	0,148	2,96	13,18	2×4T12	15,83	18
									2×3T12		9
7 ^{ème} - 8 ^{ème}	1	0,20	1,00	0,20	1,12	0,224	4,48	10,33	2×3T14	15,83	9
									2×4T14		18
	2	0,20	1,00	0,20	1,27	0,254	5,08	13,14	2×4T12	15,83	18
									2×3T12		9

- Voile (V3) : $L = 1,80$ m

Tableau V.39 : Calcul des armatures du voile (V3).

Hauteur (m)	maille	a (m)	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	A_{v+} A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC	1	0,20	0,90	0,18	3,13	0,563	11,26	25,17	2×3T20	28,09	10
									2×3T14		20
	2	0,20	0,90	0,18	2,51	0,452	9,04	22,78	2×3T14	28,09	20
									2×3T20		10
1 ^{ère} - 2 ^{ème}	1	0,20	0,90	0,18	1,88	0,338	6,76	21,60	2×3T16	21,30	10
									2×3T14		20
	2	0,20	0,90	0,18	1,58	0,284	5,68	19,92	2×3T14	21,30	20
									2×3T16		10
3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0,20	0,90	0,18	1,02	0,184	3,68	17,70	2×3T16	18,85	10
									2×3T12		20
	2	0,20	0,90	0,18	0,54	0,097	1,94	14,91	2×3T12	18,85	20
									2×3T16		10
5 ^{ème} - 6 ^{ème}	1	0,20	0,90	0,18	1,19	0,214	4,28	15,86	2×3T14	16,03	10
									2×3T12		20
	2	0,20	0,90	0,18	0,93	0,167	3,34	13,26	2×3T12	16,03	20
									2×3T14		10
7 ^{ème} - 8 ^{ème}	1	0,20	0,90	0,18	1,74	0,313	6,26	13,85	2×3T14	13,95	10
									2×3T10		20
	2	0,20	0,90	0,18	1,41	0,254	5,08	10,18	2×3T10	13,95	20
									2×3T14		10

- Voile (V4, V4') : $L = 1,95$ m

Tableau V.40 : Calcul des armatures du voile (V4).

Hauteur (m)	maille	a (m)	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	A_{v+} A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC	1	0,20	0,975	0,195	4,37	0,852	17,04	21,30	2×3T16	21,30	10
									2×3T14		20
	2	0,20	0,975	0,195	1,96	0,382	7,64	12,62	2×3T14	21,30	20
									2×3T16		10
1 ^{ère} - 2 ^{ème}	1	0,20	0,975	0,195	2,52	0,491	9,82	13,36	2×3T12	13,57	10
									2×3T12		20
	2	0,20	0,975	0,195	0,62	0,121	2,42	5,54	2×3T12	13,57	20
									2×3T12		10
3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0,20	0,975	0,195	1,84	0,359	7,18	11,44	2×3T12	11,50	10
									2×3T10		20
	2	0,20	0,975	0,195	0,58	0,113	2,26	5,98	2×3T10	11,50	20
									2×3T12		10
5 ^{ème} - 6 ^{ème}	1	0,20	0,975	0,195	1,75	0,341	6,82	10,96	2×3T12	11,50	10
									2×3T10		20
	2	0,20	0,975	0,195	0,67	0,131	2,62	6,10	2×3T10	11,50	20
									2×3T12		10
7 ^{ème} - 8 ^{ème}	1	0,20	0,975	0,195	1,88	0,366	7,32	11,17	2×3T12	11,50	10
									2×3T10		20
	2	0,20	0,975	0,195	1,39	0,271	5,42	8,54	2×3T10	11,50	20
									2×3T12		10

- Voile (V5) : $L = 1,50$ m

Tableau V.41 : Calcul des armatures du voile (V5).

Hauteur (m)	maille	a (m)	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	A_{v+} A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC	1	0,20	0,75	0,15	0,46	0,069	1,38	5,49	2×2T14	15,39	9
									2×3T14		18
	2	0,20	0,75	0,15	4,09	0,614	12,28	15,37	2×3T14	15,39	18
									2×2T14		
1 ^{ère} - 2 ^{ème}	1	0,20	0,75	0,15	-0,71	/	/	/	2×2T12	11,31	9
									2×3T12		18
	2	0,20	0,75	0,15	1,55	0,233	4,66	8,63	2×3T12	11,31	18
									2×2T12		9
3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0,20	0,75	0,15	-1,08	/	/	/	2×2T12	11,31	9
									2×3T12		18
	2	0,20	0,75	0,15	0,31	0,047	0,94	5,37	2×3T12	11,31	18
									2×2T12		9
5 ^{ème} - 6 ^{ème}	1	0,20	0,75	0,15	-0,53	/	/	/	2×2T12	11,31	9
									2×3T12		18
	2	0,20	0,75	0,15	0,48	0,072	1,44	5,78	2×3T12	11,31	18
									2×2T12		9
7 ^{ème} - 8 ^{ème}	1	0,20	0,75	0,15	0,59	0,089	1,78	6,35	2×2T12	11,31	9
									2×3T12		18
	2	0,20	0,75	0,15	1,74	0,261	5,22	10,11	2×3T12	11,31	18
									2×2T12		9

- Voile (V6) : L = 1,50 m

Tableau V.42 : Calcul des armatures du voile (V6).

Hauteur (m)	maille	a (m)	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	A_{v+} A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC	1	0,20	0,75	0,15	1,71	0,257	5,14	12,11	2×3T16	24,13	8
									2×3T16		16
	2	0,20	0,75	0,15	6,13	0,919	18,38	23,50	2×3T16	24,13	16
									2×3T16		8
1 ^{ère} - 2 ^{ème}	1	0,20	0,75	0,15	-0,29	/	/	/	2×3T12	13,57	8
									2×3T12		16
	2	0,20	0,75	0,15	2,19	0,329	6,58	11,24	2×3T12	13,57	16
									2×3T12		8
3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0,20	0,75	0,15	-0,44	/	/	/	2×3T10	9,42	8
									2×3T10		16
	2	0,20	0,75	0,15	1,32	0,198	3,96	8,71	2×3T10	9,42	16
									2×3T10		8
5 ^{ème} - 6 ^{ème}	1	0,20	0,75	0,15	0,22	0,033	0,66	4,44	2×3T10	9,42	8
									2×3T10		16
	2	0,20	0,75	0,15	1,78	0,267	5,34	9,54	2×3T10	9,42	16
									2×3T10		8
7 ^{ème} - 8 ^{ème}	1	0,20	0,75	0,15	1,03	0,154	3,08	6,68	2×3T10	9,42	8
									2×3T10		16
	2	0,20	0,75	0,15	1,86	0,279	5,58	8,67	2×3T10	9,42	16
									2×3T10		8

- Voile (V7) : L = 3,63 m

Tableau V.43 : Calcul des armatures du voile (V7).

Hauteur (m)	maille	a (m)	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	A_{v+} $A_{v_j}^{cal}$ (cm ²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC	1	0,20	0,908	0,182	5,58	1,016	20,32	29,15	2×5T16	32,17	8
									2×3T16		16
	2	0,20	0,908	0,182	0,69	0,126	2,52	13,25	2×6T14	13,57	16
	3	0,20	0,908	0,182	0,51	0,093	1,86	12,65	2×6T14	13,57	16
4	0,20	0,908	0,182	5,46	0,994	19,88	28,54	2×3T16	32,17	16	
								2×5T16		8	
1 ^{ère} - 2 ^{ème}	1	0,20	0,908	0,182	4,53	0,824	16,48	24,98	2×5T16	26,90	8
									2×3T12		16
	2	0,20	0,908	0,182	0,29	0,053	1,06	11,57	2×6T14	13,57	16
	3	0,20	0,908	0,182	0,21	0,038	0,76	11,21	2×6T14	13,57	16
4	0,20	0,908	0,182	4,37	0,795	15,90	24,28	2×3T12	26,90	16	
								2×5T16		8	
3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0,20	0,908	0,182	2,27	0,413	8,26	15,58	2×5T12	16,02	8
									2×3T10		16
	2	0,20	0,908	0,182	-0,42	/	/	/	2×6T10	9,42	16
	3	0,20	0,908	0,182	-0,49	/	/	/	2×6T10	9,42	16
4	0,20	0,908	0,182	2,05	0,373	7,46	14,28	2×3T10	16,02	16	
								2×5T12		8	
5 ^{ème} - 6 ^{ème}	1	0,20	0,908	0,182	0,77	0,140	2,80	8,78	2×5T10	12,57	8
									2×3T10		16
	2	0,20	0,908	0,182	-0,71	/	/	/	2×6T10	9,42	16
	3	0,20	0,908	0,182	-0,79	/	/	/	2×6T10	9,42	16
4	0,20	0,908	0,182	0,69	0,126	2,52	7,38	2×3T10	12,57	16	
								2×5T10		8	
7 ^{ème} - 8 ^{ème}	1	0,20	0,908	0,182	1,98	0,360	7,20	11,95	2×5T10	12,57	8
									2×3T10		16
	2	0,20	0,908	0,182	0,37	0,067	1,34	5,70	2×6T10	9,42	16
	3	0,20	0,908	0,182	0,34	0,062	1,24	5,37	2×6T10	9,42	16
4	0,20	0,908	0,182	2,01	0,366	7,32	10,39	2×3T10	12,57	16	
								2×5T10		8	

- Voile (V8) : $L = 2,65$ m

Tableau V.44 : Calcul des armatures du voile (V8).

Hauteur (m)	maille	a (m)	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	A_{v+} A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC	1	0,20	0,88	0,176	5,16	0,908	18,16	32,30	2×4T20	33,17	9
									2×2T16		18
	2	0,20	0,88	0,176	1,17	0,209	4,12	21,52	2×7T14	21,55	18
	3	0,20	0,88	0,176	4,76	0,838	16,76	31,17	2×2T16	33,17	18
									2×4T20		9
	1 ^{ère} - 2 ^{ème}	1	0,20	0,88	0,176	3,55	0,625	12,50	24,37	2×4T16	24,13
2×2T16										18	
2		0,20	0,88	0,176	0,25	0,044	0,88	15,57	2×7T12	15,83	18
3		0,20	0,88	0,176	2,31	0,407	8,14	20,49	2×2T16	24,13	18
									2×4T16		9
3 ^{ème} - 4 ^{ème}		1	0,20	0,88	0,176	1,08	0,190	3,80	10,79	2×4T12	13,57
	2×2T12									18	
	2	0,20	0,88	0,176	-1,02	/	/	/	2×7T10	11,00	18
	3	0,20	0,88	0,176	0,14	0,025	0,50	7,98	2×2T12	13,57	18
									2×4T12		9
	5 ^{ème} - 6 ^{ème}	1	0,20	0,88	0,176	0,41	0,072	1,44	6,58	2×4T12	12,19
2×2T10										18	
2		0,20	0,88	0,176	-0,84	/	/	/	2×7T10	11,00	18
3		0,20	0,88	0,176	1,03	0,181	3,62	9,09	2×2T10	12,19	18
									2×4T12		9
7 ^{ème} - 8 ^{ème}		1	0,20	0,88	0,176	0,63	0,111	2,22	8,23	2×4T12	12,19
	2×2T10									18	
	2	0,20	0,88	0,176	0,44	0,077	1,54	8,37	2×7T10	11,00	18
	3	0,20	0,88	0,176	1,39	0,245	4,90	7,93	2×2T10	12,19	18
									2×4T12		9

- Voile (V9) : $L = 1,30$ m

Tableau V.45 : Calcul des armatures du voile (V9).

Hauteur (m)	maille	a (m)	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	A_{v+} A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC	1	0,20	0,65	0,130	2,54	0,330	6,60	12,16	2×3T14	15,39	9
									2×2T14		18
	2	0,20	0,65	0,130	2,36	0,307	6,14	13,82	2×2T14	15,39	18
									2×3T14		9
1 ^{ère} - 2 ^{ème}	1	0,20	0,65	0,130	2,31	0,300	6,00	11,72	2×3T14	15,39	9
									2×2T14		18
	2	0,20	0,65	0,130	1,82	0,237	4,74	14,54	2×2T14	15,39	18
									2×3T14		9
3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0,20	0,65	0,130	1,68	0,218	4,36	9,84	2×3T14	15,39	9
									2×2T14		18
	2	0,20	0,65	0,130	1,91	0,248	4,96	14,12	2×2T14	15,39	18
									2×3T14		9
5 ^{ème} - 6 ^{ème}	1	0,20	0,65	0,130	0,81	0,105	2,10	6,66	2×3T14	12,95	9
									2×2T12		18
	2	0,20	0,65	0,130	1,77	0,230	4,60	12,64	2×2T12	12,95	18
									2×3T14		9
7 ^{ème} - 8 ^{ème}	1	0,20	0,65	0,130	0,41	0,053	1,06	3,94	2×3T12	9,93	9
									2×2T10		18
	2	0,20	0,65	0,130	1,36	0,177	3,54	8,38	2×2T10	9,93	18
									2×3T12		9

- Voile (V10) : $L = 3,70$ m

Tableau V.46 : Calcul des armatures du voile (V10).

Hauteur (m)	maille	a (m)	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	A_{v+} A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC	1	0,20	0,925	0,185	6,44	1,191	23,82	33,22	2×6T16	33,37	7
									2×3T14		14
	2	0,20	0,925	0,185	2,26	0,418	8,36	20,21	2×7T14	21,55	14
	3	0,20	0,925	0,185	0,56	0,104	2,08	14,10	2×7T14	21,55	14
4	0,20	0,925	0,185	4,73	0,875	17,50	27,24	2×3T14	33,37	14	
								2×6T16		7	
1^{ère} - 2^{ème}	1	0,20	0,925	0,185	5,48	1,014	20,28	29,85	2×6T16	33,37	7
									2×3T14		14
	2	0,20	0,925	0,185	1,96	0,363	7,26	19,28	2×7T14	21,55	14
	3	0,20	0,925	0,185	0,27	0,050	1,00	13,30	2×7T14	21,55	14
4	0,20	0,925	0,185	3,35	0,620	12,40	22,42	2×3T14	33,37	14	
								2×6T16		7	
3^{ème} - 4^{ème}	1	0,20	0,925	0,185	3,39	0,627	12,54	20,17	2×6T12	20,36	7
									2×3T12		14
	2	0,20	0,925	0,185	0,82	0,152	3,04	12,66	2×7T12	15,83	14
	3	0,20	0,925	0,185	-0,39	/	/	/	2×7T12	15,83	14
4	0,20	0,925	0,185	1,44	0,266	5,32	14,09	2×3T12	20,36	14	
								2×6T12		7	
5^{ème} - 6^{ème}	1	0,20	0,925	0,185	1,59	0,294	5,88	11,46	2×6T10	14,14	7
									2×3T10		14
	2	0,20	0,925	0,185	0,19	0,035	0,70	7,59	2×7T10	11,00	14
	3	0,20	0,925	0,185	-0,47	/	/	/	2×7T10	11,00	14
4	0,20	0,925	0,185	1,31	0,242	4,84	11,43	2×3T10	14,14	14	
								2×6T10		7	
7^{ème} - 8^{ème}	1	0,20	0,925	0,185	1,39	0,257	5,14	8,10	2×6T10	14,14	7
									2×3T10		14
	2	0,20	0,925	0,185	0,22	0,041	0,82	4,12	2×7T10	11,00	14
	3	0,20	0,925	0,185	0,51	0,094	1,88	5,46	2×7T10	11,00	14
4	0,20	0,925	0,185	2,34	0,433	8,66	12,59	2×3T10	14,14	14	
								2×6T10		7	

- Armature de joint de bétonnage (acier de couture)

Tableau V.47 : Calcul des aciers de couture des voiles (V1...V5).

étages	V1		V2		V3		V4 = V4'		V5	
	τ_u (Mpa)	A_{vj}^{cal} (cm ²)								
RDC	1,55	9,29	1,74	10,71	2,51	13,91	0,71	4,26	0,89	4,11
	1,85	11,08	1,43	8,80	2,48	13,74	0,83	4,98	0,67	3,09
	1,49	8,93	/	/	/	/	/	/	/	/
1 ^{ère} -2 ^{ème}	1,52	9,11	1,39	8,56	2,68	14,84	0,59	3,54	0,74	3,41
	1,75	10,48	1,85	11,39	2,57	14,24	0,52	3,12	0,86	3,97
	1,42	8,51	/	/	/	/	/	/	/	/
3 ^{ème} -4 ^{ème}	1,36	8,15	1,41	8,68	2,53	14,02	0,71	4,26	0,92	4,25
	1,40	8,39	1,82	11,21	2,34	12,97	0,62	3,72	0,96	4,43
	1,08	6,47	/	/	/	/	/	/	/	/
5 ^{ème} -6 ^{ème}	1,22	7,31	1,23	7,57	2,09	11,58	0,69	4,14	0,90	4,15
	1,03	6,17	1,66	10,22	1,79	9,92	0,58	3,48	0,94	4,34
	0,74	4,43	/	/	/	/	/	/	/	/
7 ^{ème} -8 ^{ème}	1,19	7,13	0,95	5,85	1,37	7,59	0,64	3,84	0,99	4,57
	0,84	5,03	1,31	8,06	0,92	5,10	0,52	3,12	1,06	4,89
	0,47	2,81	/	/	/	/	/	/	/	/

Tableau V.48 : Calcul des aciers de couture des voiles (V6...V10).

étages	V6		V7		V8		V9		V10	
	τ_u (Mpa)	A_{vj}^{cal} (cm ²)								
RDC	1,51	6,97	1,58	8,83	2,61	14,14	1,39	5,56	1,65	9,40
	1,11	5,12	1,92	10,73	3,21	17,40	1,92	7,68	2,08	11,85
	/	/	1,93	10,79	2,66	14,41	/	/	2,11	12,02
	/	/	1,55	8,66	/	/	/	/	1,71	9,74
1 ^{ère} -2 ^{ème}	0,98	4,52	1,52	8,50	2,19	11,87	1,43	5,72	1,68	9,57
	1,01	4,66	1,88	10,51	2,71	14,69	2,45	9,80	2,11	12,02
	/	/	1,87	10,45	2,28	12,35	/	/	2,16	12,30
	/	/	1,50	8,38	/	/	/	/	1,76	10,02
3 ^{ème} -4 ^{ème}	0,95	4,38	1,31	7,32	1,29	6,99	1,37	5,48	1,34	7,63
	1,03	4,75	1,47	8,22	1,56	8,45	2,29	9,16	1,69	9,62
	/	/	1,45	8,11	1,38	7,48	/	/	1,77	10,08
	/	/	1,22	6,82	/	/	/	/	1,54	8,77
5 ^{ème} -6 ^{ème}	0,82	3,78	1,07	5,98	0,95	5,14	1,14	4,56	0,98	5,58
	0,91	4,20	1,09	6,09	1,09	5,90	2,01	8,04	1,21	6,89
	/	/	1,01	5,64	1,01	5,47	/	/	1,29	7,35
	/	/	0,87	4,86	/	/	/	/	1,22	6,95
7 ^{ème} -8 ^{ème}	0,78	3,60	0,85	4,75	1,11	6,01	0,72	2,88	0,52	2,96
	0,67	3,09	0,78	4,36	1,26	6,83	1,21	4,84	0,58	3,30
	/	/	0,74	4,13	0,56	3,03	/	/	0,63	3,58
	/	/	0,55	3,07	/	/	/	/	0,69	3,93

- **Aciers verticaux de compression**

$\sigma^{\max} = 1,09 MPa < \sigma_{ba} = 10,67 MPa \Rightarrow$ Le voile n'est pas armé à la compression, on prend la section minimale

$$\rho_v = \text{Max} \{ \text{min BAEL} ; \text{min RPA 99} \}$$

Selon le BAEL : $\rho_v=0,10\%$

Selon le RPA 99 : $\rho_v=0,15\%$

$$A_{v \text{ cal}} = \text{Max} (A_{v \text{ RPA}} , A_{v \text{ BAEL}})$$

Tableau V.49 : Calcul des aciers de compression.

Voiles	Li (m)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix		$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
V1	0,973	2,92	2x5T10		7,85
V2	1,00	3	2x3T12	2x4T12	15,83
V5	0,75	2,25	2x2T12	2x3T12	11,31
V6	0,75	2,25	2x3T10	2x3T10	13,57
V7	0,908	2,72	2x6T10		9,42
V8	0,88	2,64	2x7T10		11,00
V10	0,925	2,78	2x7T12		15,83

- **Aciers horizontaux**

Tableau V.50 : Calcul des aciers horizontaux des voiles (V1...V7).

Voile	étages	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} cm ²	A_h^{\min} cm ²	Ah	choix	$A_h^{\text{adopté}}$ (cm ²)
V1 $L_i = 0,973m$	RDC	1,85	4,85	17,34	2,92	17,34	2x6T14	18,48
	1 ^{ème} -2 ^{ème}	1,75	4,59	13,31	2,92	13,31	2x6T12	13,57
	3 ^{ème} -4 ^{ème}	1,40	3,67	7,19	2,92	7,19	2x6T10	9,42
	5 ^{ème} -6 ^{ème}	1,22	3,20	5,78	2,92	5,78	2x6T10	9,42
	7 ^{ème} -8 ^{ème}	1,19	3,12	8,75	2,92	8,75	2x6T10	9,42
V2 $L_i = 1,00m$	RDC	1,74	4,56	21,46	3,00	21,46	2x6T16	24,13
	1 ^{ème} -2 ^{ème}	1,85	4,85	12,44	3,00	12,44	2x6T12	13,57
	3 ^{ème} -4 ^{ème}	1,82	4,77	8,38	3,00	8,38	2x6T10	9,42
	5 ^{ème} -6 ^{ème}	1,66	4,35	8,78	3,00	8,78	2x6T10	9,42
	7 ^{ème} -8 ^{ème}	1,31	3,43	8,76	3,00	8,76	2x6T10	9,42
V3 $L_i = 0,90m$	RDC	2,51	6,58	16,78	2,70	16,78	2x6T14	18,48
	1 ^{ème} -2 ^{ème}	2,68	7,02	14,40	2,70	14,40	2x5T14	15,39
	3 ^{ème} -4 ^{ème}	2,53	6,63	11,80	2,70	11,80	2x6T12	13,57
	5 ^{ème} -6 ^{ème}	2,09	5,48	10,57	2,70	10,57	2x5T12	11,31
	7 ^{ème} -8 ^{ème}	1,37	3,59	9,23	2,70	9,23	2x6T10	9,42
V4= V4' $L_i = 0,975m$	RDC	0,83	2,17	14,20	2,93	14,20	2x5T14	15,39
	1 ^{ème} -2 ^{ème}	0,59	1,55	8,90	2,93	8,90	2x5T12	11,31
	3 ^{ème} -4 ^{ème}	0,71	1,86	7,62	2,93	7,62	2x5T10	7,85
	5 ^{ème} -6 ^{ème}	0,69	1,81	7,30	2,93	7,30	2x5T10	7,85
	7 ^{ème} -8 ^{ème}	0,64	1,68	7,44	2,93	7,44	2x5T10	7,85
V5 $L_i = 0,75m$	RDC	0,89	2,33	10,24	2,25	10,24	2x5T12	11,31
	1 ^{ème} -2 ^{ème}	0,86	2,25	5,75	2,25	5,75	2x5T10	7,85
	3 ^{ème} -4 ^{ème}	0,96	2,52	3,58	2,25	3,58	2x5T10	7,85
	5 ^{ème} -6 ^{ème}	0,94	2,46	3,85	2,25	3,85	2x5T10	7,85
	7 ^{ème} -8 ^{ème}	1,06	2,78	6,74	2,25	6,74	2x5T10	7,85
V6 $L_i = 0,75m$	RDC	1,51	3,96	15,66	2,25	15,66	2x6T14	18,47
	1 ^{ème} -2 ^{ème}	1,01	2,65	7,49	2,25	7,49	2x5T10	7,85
	3 ^{ème} -4 ^{ème}	1,03	2,70	5,80	2,25	5,80	2x5T10	7,85
	5 ^{ème} -6 ^{ème}	0,91	2,38	6,36	2,25	6,36	2x5T10	7,85
	7 ^{ème} -8 ^{ème}	0,78	2,04	5,78	2,25	5,78	2x5T10	7,85
V7 $L_i = 0,908m$	RDC	1,93	5,06	19,43	2,72	19,43	2x5T16	20,11
	1 ^{ème} -2 ^{ème}	1,88	4,93	16,65	2,72	16,65	2x6T14	18,47
	3 ^{ème} -4 ^{ème}	1,47	4,56	10,38	2,72	10,38	2x5T12	11,31
	5 ^{ème} -6 ^{ème}	1,09	2,86	5,85	2,72	5,85	2x6T10	9,42
	7 ^{ème} -8 ^{ème}	0,85	2,23	7,96	2,72	7,96	2x6T10	9,42

Tableau V.51 : Calcul des aciers horizontaux des voiles (V8...V10).

Voile	étages	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} cm ²	A_{h}^{\min} cm ²	Ah	choix	A_h adopté (cm ²)
V8 $L_i = 0,88m$	RDC	3,23	8,47	21,53	2,64	21,53	2x7T14	21,55
	1 ^{ère} -2 ^{ème}	2,71	7,10	16,24	2,64	16,24	2x6T14	18,47
	3 ^{ème} -4 ^{ème}	1,56	4,09	7,19	2,64	7,19	2x5T10	7,85
	5 ^{ème} -6 ^{ème}	1,09	2,86	6,06	2,64	6,06	2x5T10	7,85
	7 ^{ème} -8 ^{ème}	1,26	3,30	5,48	2,64	5,48	2x5T10	7,85
V9 $L_i = 0,65m$	RDC	1,92	5,03	9,21	1,95	9,21	2x5T12	11,31
	1 ^{ère} -2 ^{ème}	2,45	6,42	9,69	1,95	9,69	2x5T12	11,31
	3 ^{ème} -4 ^{ème}	2,29	6,00	9,41	1,95	9,41	2x6T10	9,42
	5 ^{ème} -6 ^{ème}	2,01	5,27	8,42	1,95	8,42	2x6T10	9,42
	7 ^{ème} -8 ^{ème}	1,21	3,17	5,58	1,95	5,58	2x5T10	7,85
V10 $L_i = 0,925m$	RDC	2,11	5,53	22,14	2,78	22,14	2x6T16	24,13
	1 ^{ère} -2 ^{ème}	2,16	5,66	19,90	2,78	19,90	2x5T16	20,11
	3 ^{ème} -4 ^{ème}	1,77	4,64	13,44	2,78	13,44	2x6T12	13,57
	5 ^{ème} -6 ^{ème}	1,29	3,38	7,64	2,78	7,64	2x6T12	9,42
	7 ^{ème} -8 ^{ème}	0,69	1,81	8,39	2,78	8,39	2x6T12	9,42

- Schéma de ferraillage des voiles

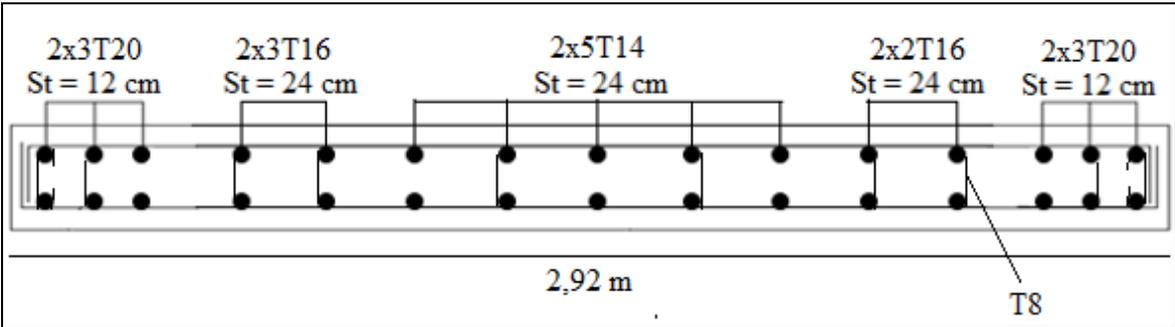


Figure V.15 : Ferraillage du Voile 1 (RDC).

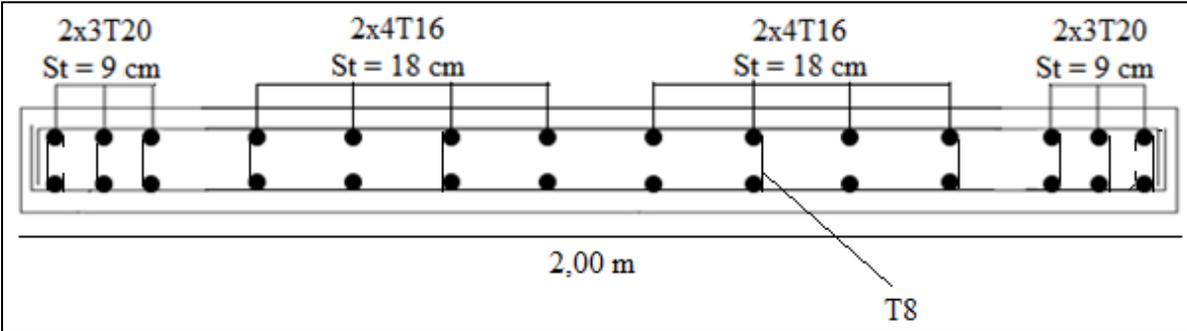


Figure V.16 : Ferraillage du Voile 2 (RDC).

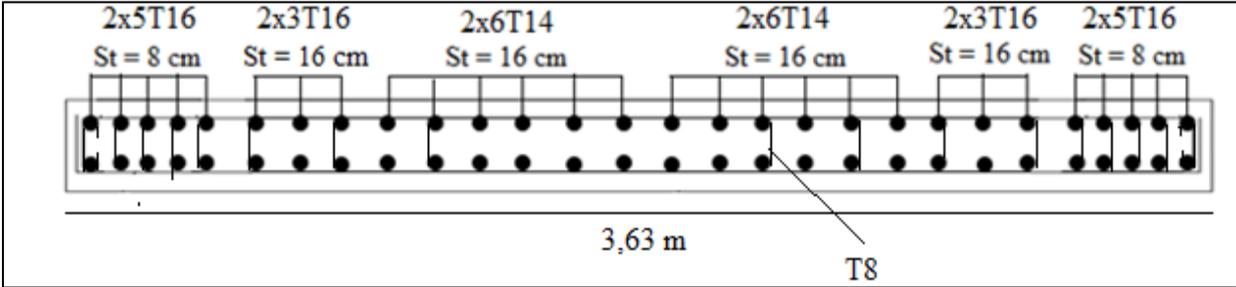


Figure V.17 : Ferraillage du Voile 7 (RDC).

III.1. Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories, éléments structuraux et éléments non structuraux. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments non structuraux, ces éléments ne font pas partie du système de contreventement et leur calcul se fait généralement sous des actions permanentes et surcharges d'exploitations. Cependant le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement (**BAEL 91 modifié 99**) en respectant le règlement parasismique algérien (**RPA 99 modifié 2003**).

III.2. Acrotère

a. Introduction

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible.

D'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

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

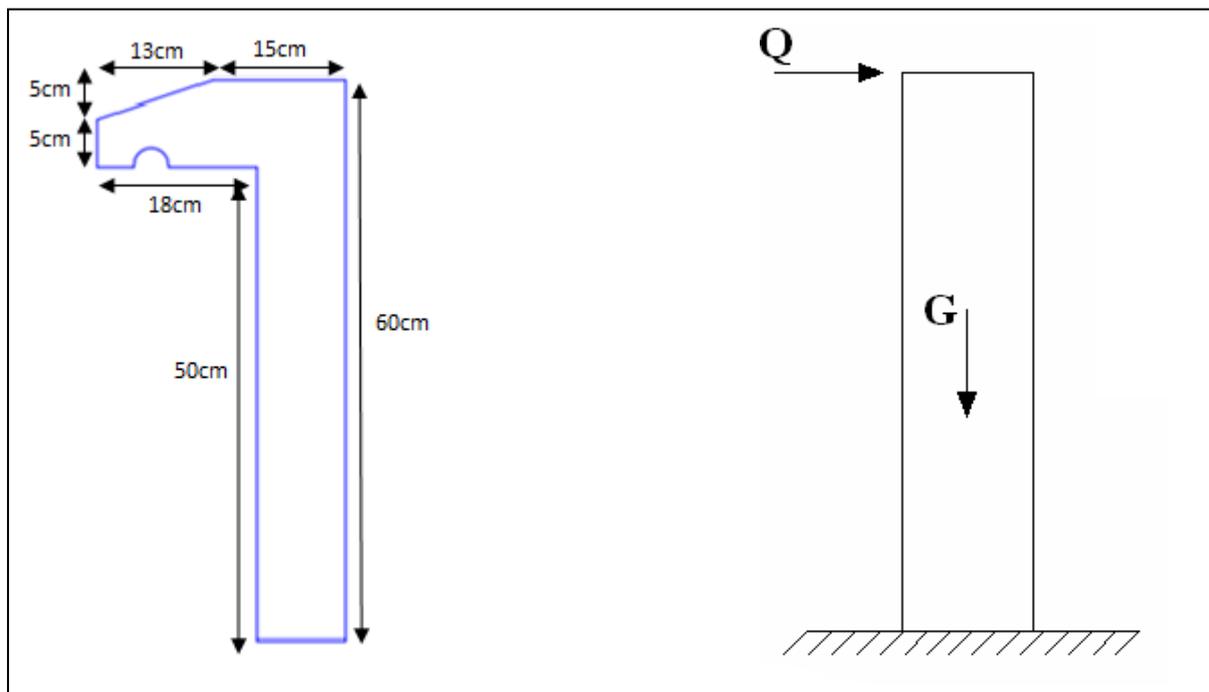


Figure III.1 : Schéma de l'acrotère.

b. Evaluation des charges

1. Charge d'exploitation

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

2. Charge permanente

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de $G_1 = \rho_b \times s$

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

s : La surface transversale totale.

$$S = (0,10 \times 0,60) + (0,05 \times 0,18) + (0,05 \times 0,05) + (0,13 \times \frac{0,05}{2}) = 0,075 \text{ m.}$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = 25 \times 0,075 = 1,88 \text{ kN/m}$$

Le poids des enduits au ciment ($e_p = 2\text{cm}$, $\rho = 18\text{kN/m}^3$) :

$$G_2 = \rho \times e \times P = 18 \times 0,02 \times (0,60 + 0,15 + 0,1393 + 0,05 + 0,18 + 0,50) = 0,58 \text{ kN/ml}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 2,46 \text{ kN/m}$$

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique F_p appliqué à sa partie supérieure. Si $F_p > 1,5 Q$: on va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul de ferrailage.

On a : $F_p = 4 A C_p W_p$ [2].

Avec :

- F_p : force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.
- A : Coefficient d'accélération pour la zone III, groupe 2, $A = 0,25$.
- C_p : Facteur des forces horizontales ($C_p = 0,8$) pour élément console.
- W_p : poids de l'acrotère $W_p = 2,46 \text{ kN}$.

Alors :

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,46 = 1,97 \text{ kN.}$$

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

$$1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN} ; F_p = 1,97 \text{ kN.}$$

$$\text{Alors : } \Rightarrow Q_u = 1,97 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur : **G = 2,46 kN/ml** et **Q = 1,97 kN/ml**.

c. Calcul des efforts

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

E.L.U :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,46 = 3,32 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5 \times F_p \times h = 1,5 \times 1,97 \times 0,60 = 1,77 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1,5 \times F_p = 1,5 \times 1,97 = 2,96 \text{ kN}$$

E.L.S :

$$N_{\text{ser}} = G = 2,46 \text{ kN}$$

$$M_{\text{ser}} = F_p \times h = 1,97 \times 0,60 = 1,18 \text{ kN}$$

$$T_{\text{ser}} = F_p = 1,97 \text{ kN}$$

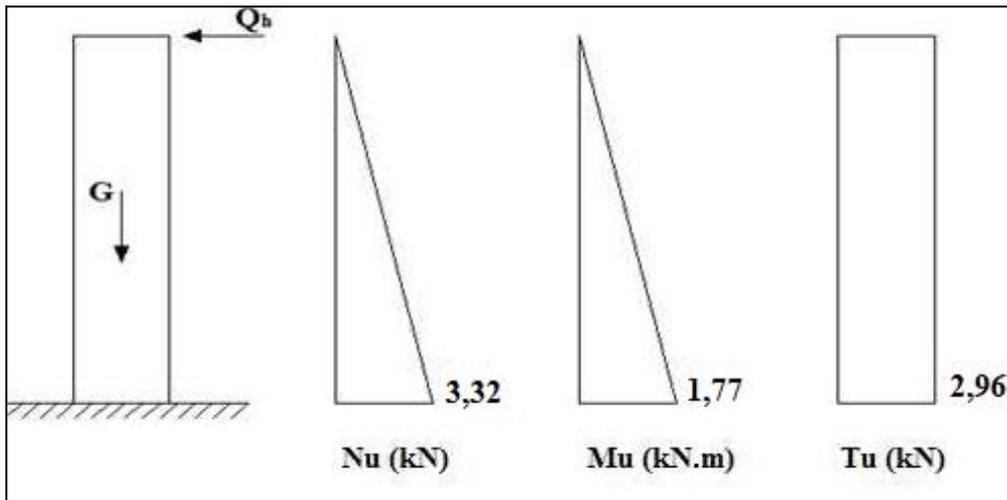


Figure III.2 : Diagrammes des efforts à L'ELU.

d. Ferrailage de l'acrotère

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

Données : $h = 10 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $M_u = 1,77 \text{ kN.m}$; $N_u = 3,32 \text{ kN}$

$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $c = c' = 2 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $d = h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$

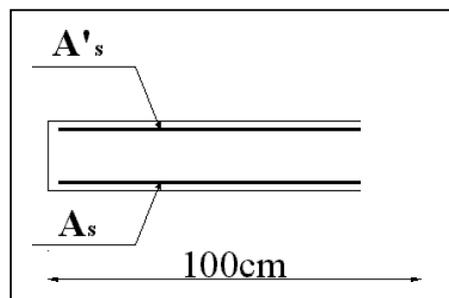


Figure III.3 : Section de calcul de l'acrotère.

1. Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,77}{3,32} \times 100 = 53,31 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée (SPC).}$$

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

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

2. Calcul du moment fictif « M_f »

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,87 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,021$$

$\mu = 0,021 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,027$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,91 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,021 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa}$$

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

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 54,37 \text{ mm}^2$$

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

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 46,73 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,47 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

e. Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 »

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

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

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

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 0,77 \text{ cm}^2 \} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour **6T6** = $1,7 \text{ cm}^2$

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

f. Armatures de répartitions

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

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

g. Vérification à l'E.L.S

- Détermination de l'axe neutre

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\left. \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 47,96cm \\ \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3cm \end{array} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (SPC).}$$

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

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 50,96cm \Rightarrow C = -43cm \quad (C < 0)$$

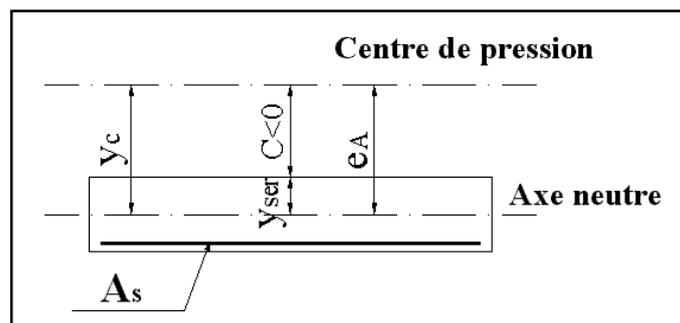


Figure III.4 : Distance de l'axe neutre.

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** »

On doit résoudre l'équation suivante :

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

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

Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A'_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5468,97 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A'_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 155034,47 \end{array} \right.$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -197629382,5$$

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

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,39$$

$$y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -85,29 \text{ cm}$$

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

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

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

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

$$y_{\text{ser}} = 46,13 - 43 = 3,13 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} y_{\text{ser}} = 3,13 \text{ cm} \\ y_c = 46,13 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 1626,92 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

h. Vérification des contraintes

1. Contraintes de béton

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

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,46 \cdot 10^3 \times 46,13 \cdot 10}{1626,92 \cdot 10^4} \right) \times 31,3 = 2,18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

2. Contraintes de l'acier

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

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

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

$$\sigma_s = 50,95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 11,82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

i. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

$$\tau_u = \frac{2,46 \cdot 10^3}{80 \cdot 10^3} = 0,031 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

j. Schéma de ferrailage

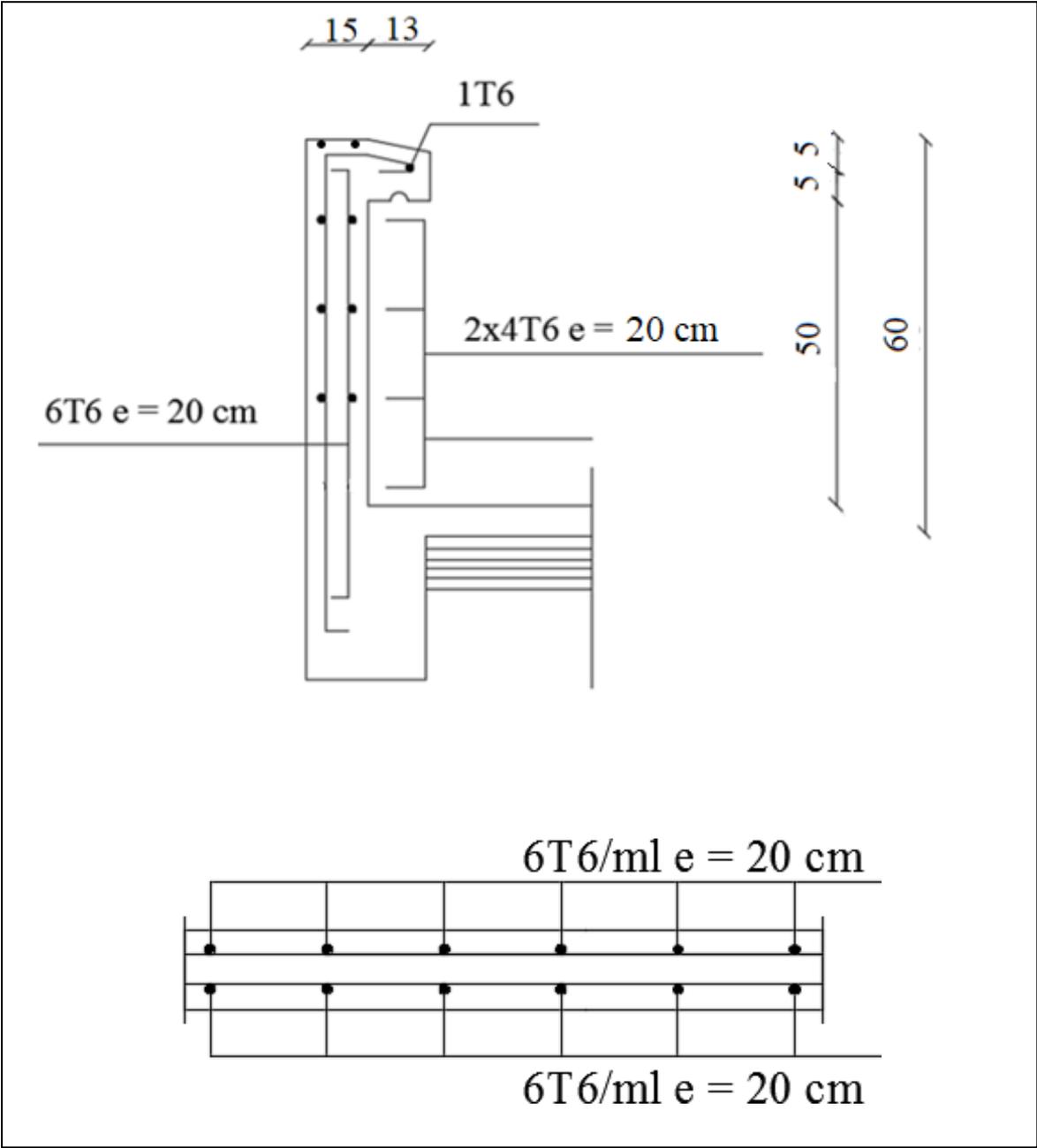


Figure III.5 : Ferrailage de l'acrotère.

III.3. Loggia

a. Introduction

La loggia est un élément à usage d'habitation, elle est constituée de dalle pleine encrée dans les poutres et soumise à la flexion simple.

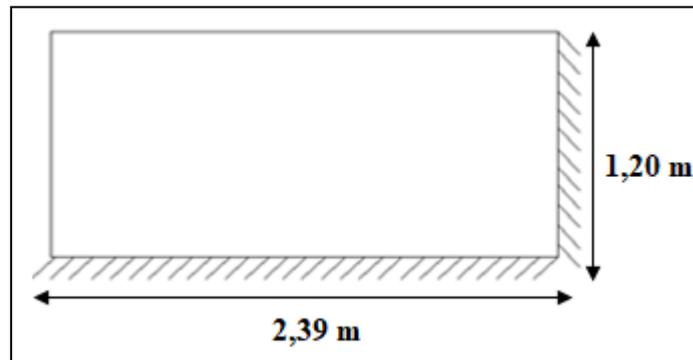


Figure III.6 : Dimension de loggia.

b. Evaluation des charges

Charge permanente : $G = 5,27 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$

c. Combinaison des charges

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,36 \text{ kN/m}^2$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 8,77 \text{ Kn}$

d. Calcul des sollicitations

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,20}{2,39} = 0,50 \geq 0,4 \Rightarrow$ **La dalle travaille dans les deux sens.**

• Calcul des moments

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

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

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

$$\nu : \text{Coefficients de poisson} \begin{cases} 0 = \text{à l'ELU} \\ 0.2 = \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires «BAEL 91 modifié 99».

$$\rho = 0,50 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0966 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 1,72 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,43 \text{ KN.m}$$

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 1,46 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 0,37 \text{ kN.m}$$

- Moments sur appui :

$$M_{ex\ ax} = M_{ex\ ay} = 0,3M_x = 0,52 \text{ kN.m}$$

$$M_{int\ ax} = M_{int\ ay} = 0,5M_x = 0,86 \text{ kN.m}$$

e. Ferrailage de loggia

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$; $f_c = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;

$\sigma_s = 434,78 \text{ MPa}$.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Ferrailage de loggia.

	Sens	M_u (kN.m)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	1,46	0,0061	0	0,0076	12,96	0,26	5T12	5,65	25
	y-y	0,37	0,0015	0	0,0019	12,99	0,06	5T12	5,65	25
Appuis	ext	0,52	0,0022	0	0,0028	12,99	0,09	5T12	5,65	25
	int	0,86	0,0036	0	0,0045	12,98	0,15	5T12	5,65	25

- **Espacement**

- **Travée :**

$$\text{Sens x-x : } Esp = \frac{100}{4} = 25cm < \text{Min}(3h, 33cm) = 33cm \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

$$\text{Sens y-y : } Esp = \frac{100}{4} = 25cm < \text{Min}(4h, 45cm) = 45cm \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

- **Appuis :**

$$\text{Sens x-x : } Esp = \frac{100}{4} = 25cm < \text{Min}(3h, 33cm) = 33cm \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

$$\text{Sens y-y : } Esp = \frac{100}{4} = 25cm < \text{Min}(4h, 45cm) = 45cm \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) bh = 1,50cm^2$$

$$A_y \geq \rho_0 bh = 1,20cm^2$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \rho_0 = 0,08\% \\ \rho = 0,50 \end{cases}$$

- **Travée :**

$$\text{Sens x-x : } A_x = 5,65cm^2 \geq A_s^{\min} = 1,5cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

$$\text{Sens y-y : } A_y = 5,65cm^2 \geq A_s^{\min} = 1,2cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

- **Appuis :**

$$\text{Sens x-x : } A_x = 5,65cm^2 \geq A_s^{\min} = 1,5cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

$$\text{Sens y-y : } A_y = 5,65cm^2 \geq A_s^{\min} = 1,2cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

- **Calcul des armatures transversales**

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

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{b * d} < \tau_u = 0,05 * f_{c28} = 1,25MPa \quad [1]$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 7,4KN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 4,94 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = \text{MAX}(T_x, T_y) = 7,4 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{7,4 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,057 \text{ MPA} < \tau_u = 1,25 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

f. Vérifications

• Vérification à l'ELS

Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\rho = 0,50 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1000 \\ \mu_y = 0,3671 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 1,26 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,46 \text{ KN.m}$$

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 1,07 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 0,39 \text{ kN.m}$$

- Moments sur appui :

$$M_{ex\ ax} = M_{ex\ ay} = 0,3 M_x = 0,32 \text{ kN.m}$$

$$M_{int\ ax} = M_{int\ ay} = 0,5 M_x = 0,54 \text{ kN.m}$$

• Vérification des contraintes

• Position de l'axe neutre "y" :

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

• Moment d'inertie "I"

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

Avec : $n = 15$; $c' = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $A'_s = 0$; $\eta = 1,6 \text{ (H.A.)}$.

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa \\ \sigma_s &= n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 250 MPa \end{aligned} \right.$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Vérification des contraintes à l’ELS.

	Sens	Mser (kN)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σbc (MPa)	σs (MPa)	Vérification
Travée	x-x	1,07	5,65	3,92	8995,21	0,47	16,20	ok
	y-y	0,39	5,65	3,92	8995,21	0,17	5,91	ok
Appuis	x-x	0,32	5,65	3,92	8995,21	0,14	4,85	ok
	y-y	0,54	5,65	3,92	8995,21	0,24	8,18	ok

• **Vérification de la flèche**

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L_x} &\geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} &\geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} &\leq \frac{2}{f_e} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,125 > 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ 0,125 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ 4,34 \cdot 10^{-3} > 4 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{non vérifié} \end{cases}$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

• **Selon B.A.E.L91 : [1]**

- **Moment d’inerte de la section rectangulaire homogène I₀**

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

- **Moments d’inertie fictifs**

$$Ifi = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}, \quad Ifv = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu}$$

Avec :

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

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

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 \times d} \dots\dots\dots \text{Pourcentage des armateurs.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{c28}}$$

La contrainte de traction dans l'armateur correspondant au cas de charge étudiée, $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot d}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.3 : Vérification de la flèche de loggia.

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_o (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
1,07	5,65	0,0043	14,65	4,88	1,95	0,855	30688,69	6714,71	13383,90

- Calcul du module de déformation

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

- Calcul de la flèche due à la déformation instantanée

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fi}} = 0,0071 \text{ cm} \quad L=1,20 \text{ m}$$

- Calcul de la flèche due à la déformation différée

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10E_v \cdot I_{fv}} = 0,0106 \text{ cm} \quad L=1,20 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i = 0,0035 \text{ cm}$$

$$f^- = \frac{l}{250} \Rightarrow \bar{f} = 0,480 \text{ cm}$$

$f_t < \bar{f}$: D'où la condition de flèche est vérifiée.

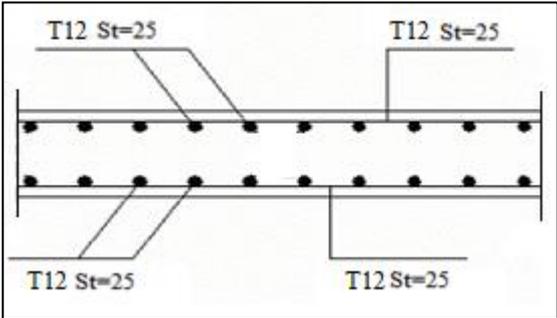


Figure III.7 : Ferrailage de loggia.

III.4. Dalle pleine

a. Introduction

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis.

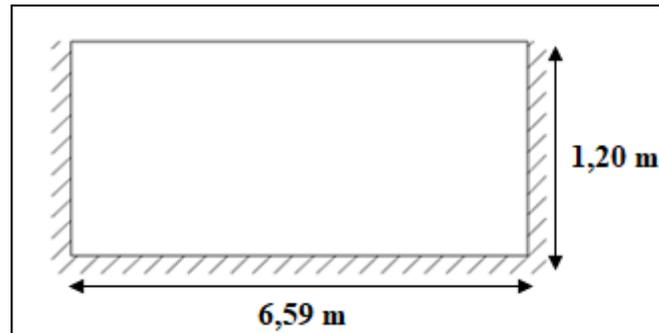


Figure III.8 : Dimension de la dalle pleine.

1. Calcul des sollicitations

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,20}{6,59} = 0,18 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans le sens de la petite portée } L_x.$$

Donc la dalle doit être calculée comme une console soumise à :

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

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

2. Evaluation des charges

Charge permanente : $G = 6,15 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$

Charge concentrée "F" (poids de mur) :

- Poids de mur extérieur : $G = 2,76 \text{ kN/m}^2$
- Hauteur de mur : $H = 3,23 - 0,5 = 2,73 \text{ m}$
- $F = G \times H \times 1 \text{ m} = 2,76 \times 2,73 \times 1 = 7,53 \text{ kN}$

3. Combinaison des charges

Tableau III.4 : Combinaison des charges.

	ELU	ELS
q (kN/ml)	10,55	7,65
F (kN)	10,17	7,53

4. Calcul des efforts internes

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

- **Moment fléchissant :** $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx\right)$

- **Effort tranchant :** $T(x) = (qx + F)$

Tableau III.5 : Calcul des efforts internes.

	ELU	ELS
M (kNm)	-17,77	-13,04
T (kN)	22,83	16,71

5. Ferrailage de la dalle

b = 100 cm ; h = 15 cm ; d = 13 cm ; $f_e = 500$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $f_{t28} = 2,1$ MPa ; $f_{bc} = 14,17$ MPa.

Tableau III.6 : Ferrailage de la dalle.

M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
17,77	0,0742	Oui	0	0,0965	12,50	3,27	6T12	6,79	20

- **Espacement**

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

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Armatures de répartitions**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,7\text{cm}^2 \leq A_r \leq 3,4\text{cm}^2$$

Le choix est : 5T10/ml = 3,93cm² avec : S_t=25cm

2. Vérifications

- **Condition de non fragilité**

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

$$A_s = 3,27\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,26\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

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

Avec :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{22,83 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,176\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification à l'E.L.S**

On considère que la fissuration est préjudiciable.

- **Vérification des contraintes**

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

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

- **Moment d'inertie "I"**

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

Avec : n = 15 ; c' = 2cm ; d = 13 cm ; b = 100cm ; A'_s = 0 ; η = 1,6(H.A).

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} fe; \max(0,5 fe; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 250MPa \end{cases}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$	Condition
13,04	6,79	4,23	10356,48	5,33	15	165,64	250	Vérifiée

• **Vérification de la flèche**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{120} = 0,125 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{6,79}{100 \times 13} = 0,0052 < 0,0084 \dots\dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,125 > 0,073 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

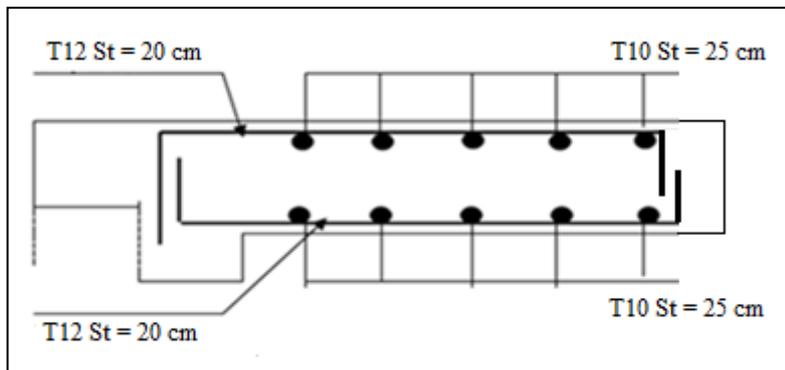


Figure III.9 : Ferrailage de la dalle pleine.

III.5. Etude des planchers

a. Introduction

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui ont pour rôle :

- 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 seul type de plancher en corps creux de **21cm** d'épaisseur.

b. Pré dimensionnement des poutrelles

Notre plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16 x20x65) cm³ avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

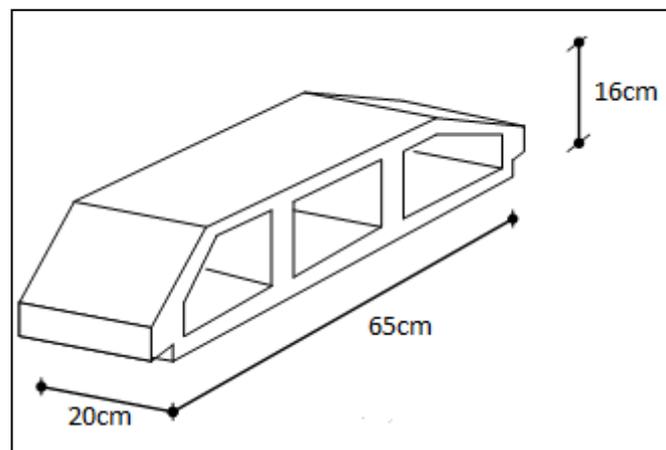


Figure III.10 : Schéma de corps creux.

1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués ou coulés sur place en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue et semi encastrée aux poutres de rives.

• Dimensions des poutrelles

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right)$$

Tel que :

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

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

$$b_0 = (0,4 ; 0,6) \times h = (8,4 ; 12,6) \text{ cm.}$$

Soit : **$b_0 = 12\text{cm.}$**

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right) \Rightarrow b \leq 2 \times \min \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right) + b_0$$

$$L_x = 65 - 12 = 53\text{cm.}$$

$$L_y = 475 - 30 = 445\text{cm.}$$

$$b_1 = \min \left(\frac{53}{2} ; \frac{445}{10} \right) = 26,5\text{cm.} \Rightarrow b = 2 \times 26,5 + 12 = 65\text{cm.} \Rightarrow \mathbf{b = 65\text{cm.}}$$

• Les Différents types de poutrelles

Pour notre bâtiment on a quatre types de poutrelles, nous avons opté pour le type poutrelles à 04 travées.

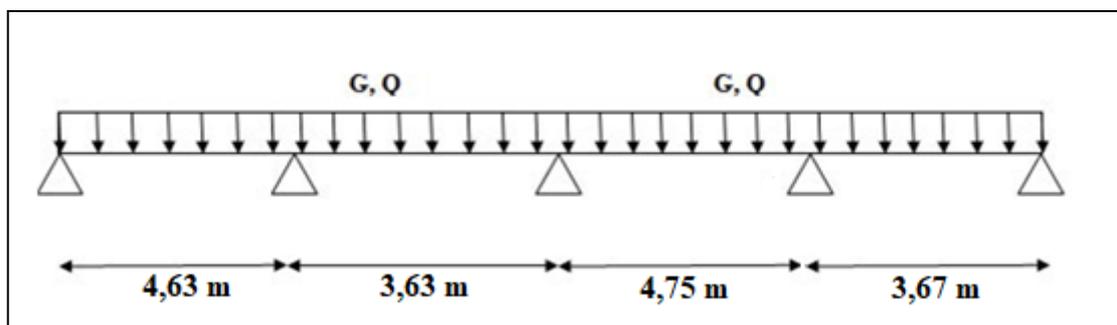


Figure III.12 : Schéma statique de poutrelle.

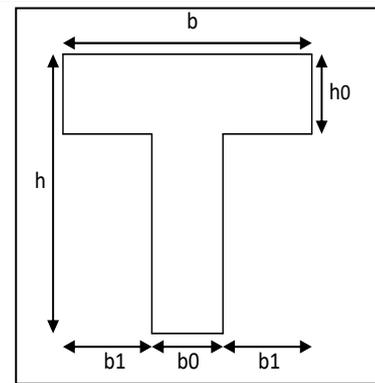


Figure III.11 : Schéma de poutrelle.

c. Calcul des poutrelles

- **Evaluation des charges**

- A L'E.L.U : $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$ et $p_u = 0,65 \times q_u$

- A L'E.L.S : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0,65 \times q_s$

Tableau III.8 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

Désignation	G KN/m ²	Q KN/m ²	ELU		ELS	
			Q _u KN/m ²	P _u KN/ml	Q _s KN/m ²	P _s KN/ml
Terrasse inaccessible	6,58	1,00	10,38	6,75	7,58	4,93
Etage d'habitation	5,41	1,50	9,55	6,21	6,91	4,49
Etage service (bureau)	5,41	2,50	11,05	7,18	7,91	5,14

Conclusion :

Le plancher courant « à usage bureau » est le plus sollicité.

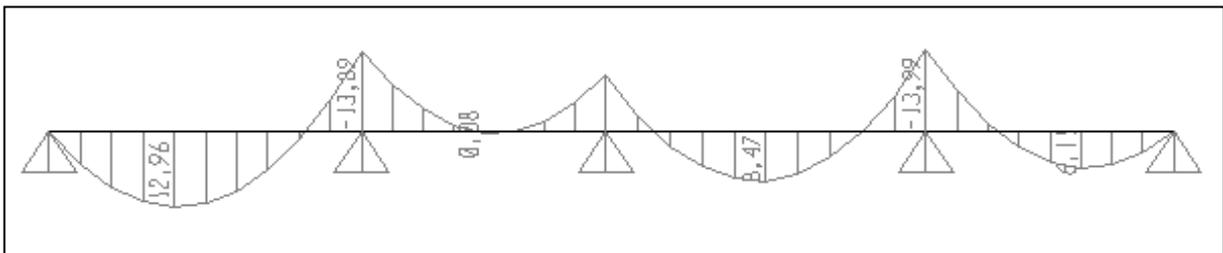
- **Calcul des efforts**

Vu que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs modélisations et la détermination des efforts a été effectuée par le logiciel «

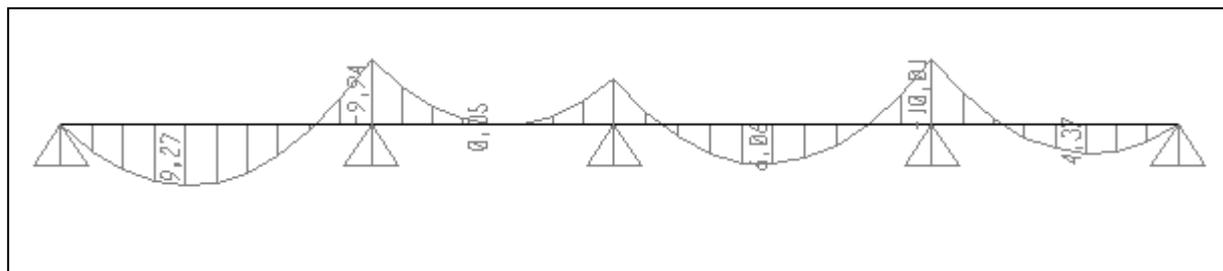
SAP2000 ».

- Diagrammes des Moments

- **E.L.U**

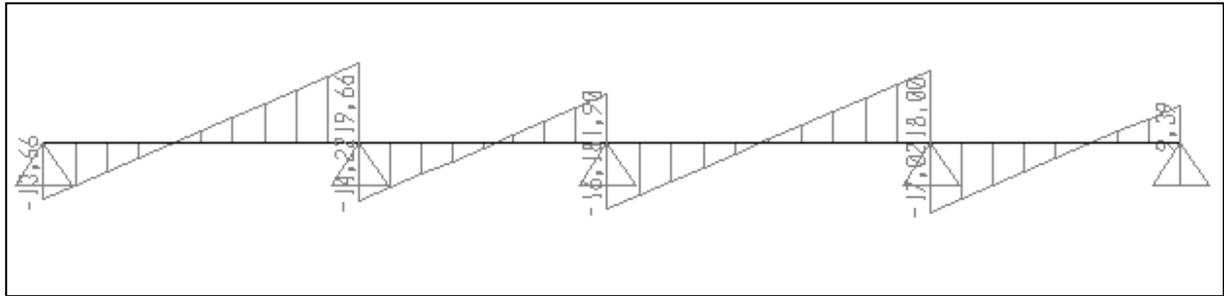


- **E.L.S**

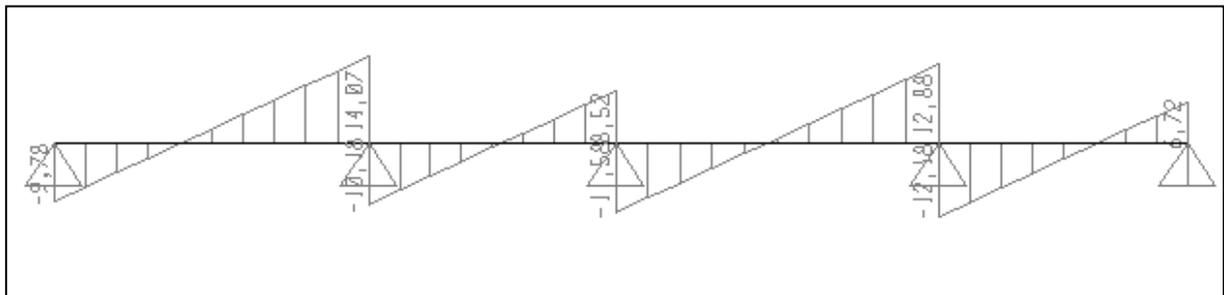


- Diagrammes des efforts tranchants

- **E.L.U**



- **E.L.S**



d. Ferrailage des poutrelles

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'E.L.U, les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

E.L.U :

$$M_{tu}^{\max} = 12,96 \text{ kN.m}$$

$$M_{au}^{\max} = 13,99 \text{ kN.m}$$

$$T_u^{\max} = 19,66 \text{ kN}$$

E.L.S :

$$M_{tser}^{\max} = 9,27 \text{ kN.m}$$

$$M_{aser}^{\max} = 10,01 \text{ kN.m}$$

1. Ferrailage en travée

$h = 21\text{cm}$; $h_0 = 5\text{cm}$; $b = 65\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $d = h - c = 19\text{cm}$; $f_{bc} = 14,17\text{ MPa}$; $f_e = 500\text{ MPa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$.

$$\text{Calcul de } M_{\text{tab}} : M_{\text{tab}} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 75,99\text{ kNm}$$

$$M_t^{\text{max}} = 12,96\text{ kN.m}$$

On a : $M_t^{\text{max}} = 12,96\text{ kN.m} < M_{\text{tab}} = 75,99\text{ kN.m} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$ flexion simple.

- **Calcul des armatures**

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.9 : Calcul des armatures en travée.

M_{tu} (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s (cm ²)	α	Z(cm)	$\mu < 0,186$	ξ_s	σ_s (Mpa)	A_s (cm ²)
12,96	0,039	oui	0	0,05	18,62	oui	10‰	434,78	1,6

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

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Art A.4.2.1}) [1]$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times 650 \times 190 \times 2,1}{500} = 1,19\text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} < A_s \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Ferrailage sur appuis

On a : $M_t^{\text{max}} = 13,99\text{ kN.m} < M_{\text{tab}} = 75,99\text{ kN.m} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$ en flexion simple.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.10 : Calcul des armatures sur appuis.

M_{tu} (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s (cm ²)	α	Z(cm)	$\mu < 0,186$	ξ_s	σ_s (Mpa)	A_s (cm ²)
13,99	0,042	oui	0	0,054	18,59	oui	10‰	434,78	1,73

Choix : $A_s = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Art A.4.2.1}) [1]$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 650 \times 190 \times 2,1}{500} = 1,19 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} < A_s \Rightarrow$ Condition vérifiée.

e. Vérifications

1. Effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 19,66 \text{ kN}$.

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

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,2 f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \text{ Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis

- Appuis de rives

- Vérification de la compression du béton [1]

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

Avec : $T_u = 13,66 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{13,66 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 190} = 0,67 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,31 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaires**

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

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{19,66 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 190} = 0,96 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

$$A_s = 1,13 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1,43 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

2. Vérification des contraintes

• **Vérification des contraintes des armatures**

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

• **Vérification des contraintes du béton**

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

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

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier

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

- **Détermination de l'axe neutre**

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

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

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

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

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

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 :

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

Tableau III.11 : Vérification à l'ELS.

	$M_{\text{ser}}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{\text{bc}}(\text{MPa})$	Vérification
Travée	9,27	2,36	5,13	9735,26	4,88	vérifiée
Appuis	10,01	2,26	5,01	9359,53	5,36	vérifiée

3. Vérification de la flèche

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

$$\begin{cases} \bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} & \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{21}{475} = 0,044 < 0,0625 \rightarrow \text{non, vérifier} \\ \frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{fe} & \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b_0d} = \frac{2,36}{12 \times 19} = 0,01 > 0,0084 \rightarrow \text{non, vérifier} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} & \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{21}{475} = 0,044 < 0,072 \rightarrow \text{non, vérifier} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \end{cases}$$

Avec :

$h = 21 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 19 \text{ cm}$; $L = 4,75 \text{ m}$; $M_{\text{tser}} = 9,27 \text{ kN.m}$; $M_0 = 12,96 \text{ kN.m}$;
 $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$; $f_e = 500 \text{ MPa}$.

Alors :

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

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

$$\text{Tel que : } \bar{f} = \frac{L}{500} = 0,95 \text{ cm} \quad (L < 5 \text{ m})$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

• **Position de l'axe neutre « y_1 » [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**

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

Avec :

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

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

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

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

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

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.12 : Calcul de la flèche.

M_{tser} (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)
9,27	2,36	7,21	0,01	206,74	4,12	1,65	0,35	23340,29	10522,26	14795,75

- **Calcul des modules de déformation**

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

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

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,62 \text{ cm} \quad (L = 4,75 \text{ m})$$

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

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 1,3 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,68 \text{ cm} < \bar{f} = 0,95 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

f. Calcul des armatures transversales et l'espacement

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

- Selon le C.B.A 93

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad K = 1 \quad \text{Art A 5.1.2.3} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \end{array} \right.$$

- Selon RPA 99 version 2003

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

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

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

On adopte : $\phi_t = 6\text{ mm}$.

Donc :

Choix des armatures :

On adopte : $A_t = 2\phi_6 = 0,57\text{ cm}^2$

- Selon le C.B.A 93

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,0069\text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 11,7\text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,0096\text{ cm} \end{array} \right.$$

- **RPA 99 version 2003**

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

- **Choix des espacements**

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

$$\text{Donc: } \begin{cases} S_t = 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

g. Schéma de ferrailage des poutrelles

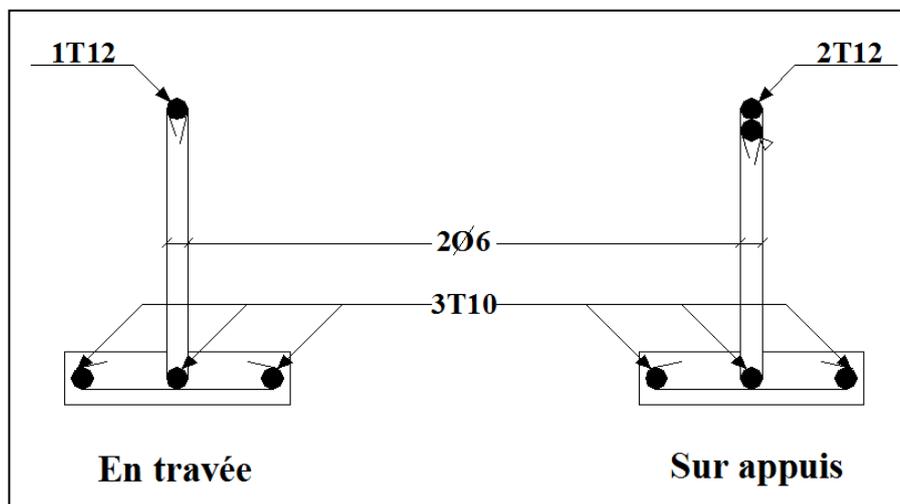


Figure III.13 : Schéma de ferrailage des poutrelles.

h. Ferrailage de la table de compression

1. Armatures longitudinales

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

20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

30cm : pour les armatures parallèles aux nervures

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A_1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A_2 : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que :

$$L = 65 \text{ cm ; } f_e = 235 \text{ MPa}$$

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

On prend : **6T6 = 1,70cm²**

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

2. Armatures de répartition

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,56\text{cm}^2$$

On prend : **6T6 = 1,70cm²**, avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

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

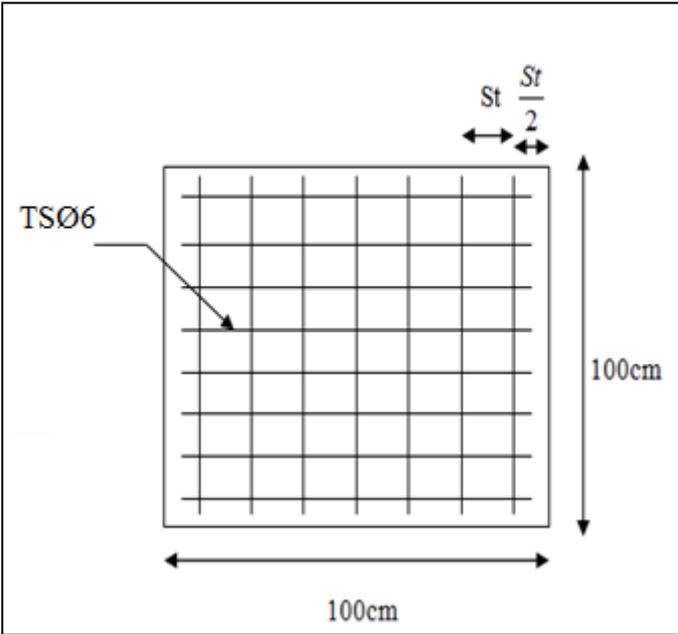


Figure III.14 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.

III. 6. Escalier

a. Introduction

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

Notre bâtiment comporte un escalier balancé à quartier bas tournant.

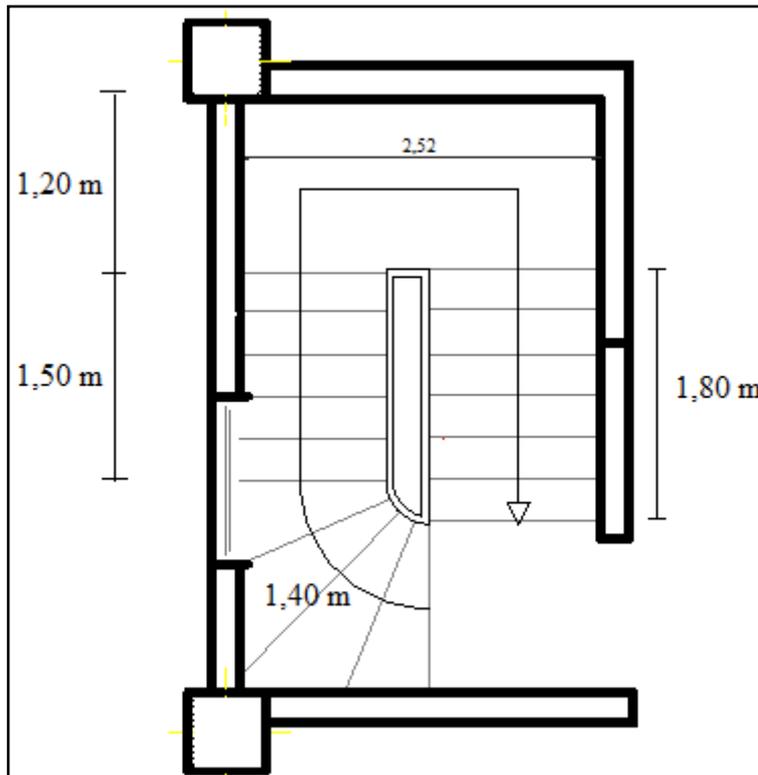


Figure III.15 : Vue en plan de l'escalier.

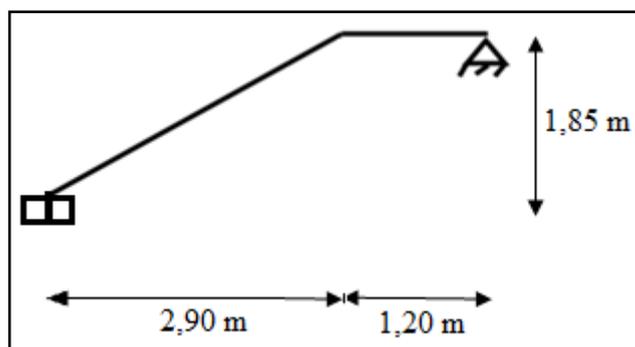


Figure III.16 : Schéma statique de l'escalier étudié.

b. Dimensionnement

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

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

- $2h + g = 64$ (1)

- $n \times h = H$ (2)

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

Avec :

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

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

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

❖ Volé I**1. Quartier tournant**

$$H = 83 \text{ cm} ; L = 140 \text{ cm}$$

$$64n^2 - 370n + 166 = 0$$

Solution

$$n_1 = -0,49 \dots \dots \dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 5,29$$

Donc on prend :

Le nombre de contre marche $n=5$.

Le nombre des marches $n-1=4$.

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{83}{5} = 16,6 \text{ cm} \approx 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{140}{4} = 35 \text{ cm.}$$

On prend $g = 30 \text{ cm}$.

2. Volé droit

$$H = 102 \text{ cm} ; L = 150 \text{ cm}$$

$$64n^2 - 418n + 204 = 0$$

Solution

$$n_1 = -0,53 \dots \dots \dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 6$$

Donc on prend :

Le nombre de contre marchen=6.

Le nombre des marchesn-1=5.

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{102}{6} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm.}$$

- **Vérification de l'équation de « BLONDEL »**

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

❖ **Volé II**

$$H = 138 \text{ cm ; } L = 180 \text{ cm}$$

$$64n^2 - 520n + 276 = 0$$

Solution

$$n_1 = -0,57 \dots \dots \dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 7,55$$

Donc on prend :

Le nombre de contre marchen=8.

Le nombre des marchesn-1=7.

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{138}{8} = 17,25 \text{ cm} \approx 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{7} = 25,71 \text{ cm.}$$

On prend $g = 30 \text{ cm}$.

- **Vérification de l'équation de « BLONDEL »**

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

- **Détermination de l'épaisseur de la paillasse**

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

Avec : $l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,20 = \sqrt{(2,90)^2 + (1,85)^2} + 1,20 = 4,64 \text{m}$

Donc : $15,47 \leq e \leq 23,20 \text{ cm}$

On prend donc l'épaisseur **e = 16 cm.**

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

- **Angle d'inclinaison de la paillasse**

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{185}{290} = 0,64 \Rightarrow \alpha = 32,53^\circ$$

c. Evaluation des charges

1. Palier

- **Charges permanentes**

Tableau III.13 : Charges Permanentes du Palier.

Matière	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	ρ (kN/m ²)
1- Carrelage	2	20	0,4
2- Mortier de pose	2	20	0,4
3- Lit de sable	2	18	0,36
4- Dalle pleine	16	25	4
5- Enduit en ciment	2	18	0,36
$\Sigma = G$			5,52 kN/m²

- **Charge d'exploitation :**

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

- **2. Paillasse**

$$\text{Poids propre de la paillasse} = \left(\frac{25 \times 0,16}{\cos 32,53} \right) = \dots\dots\dots 4,74 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Poids propre de la marche} = \frac{25 \times 0,17}{2} = \dots\dots\dots 2,13 \text{ kN/m}^2.$$

Tableau III.14 : Charges Permanentes de la Paillasse.

Matière	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	ρ (kN/m ²)
1- carrelage	2	20	0,4
2- Mortier de pose	2	20	0,4
3- Lit de sable	2	18	0,36
4- Enduit en ciment	2	18	0,36
5-Poids propre de la paillasse	16	25	4,74
6- Poids propre de la marche	17	25	2,13
7- Poids propre du Garde-corps	2	-	0,6
$\Sigma = G$			8,99 kN/m²

- **Charge d'exploitation :**

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

- **Calcul des sollicitations**

Tableau III.15 : Calcul des sollicitations.

Combinaison	La volée (kN /m ²)	Le palier (kN /m ²)
ELU	15,87	11,20
ELS	11,49	8,02

• Schéma de volé I

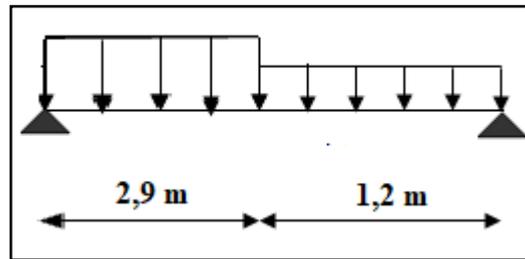
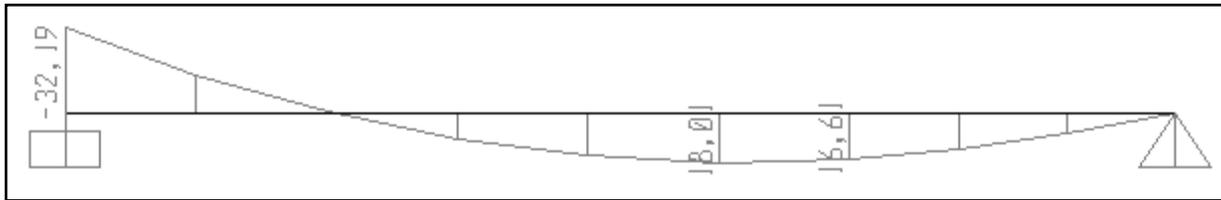


Figure.III.17 : Schéma de chargement de l'escalier.

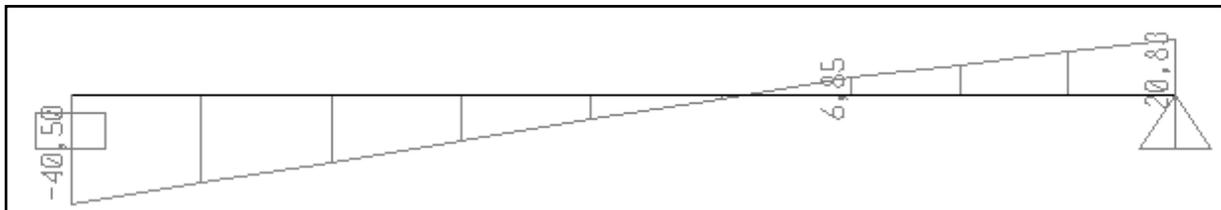
• Diagramme des efforts internes

- ELU

Moment fléchissant

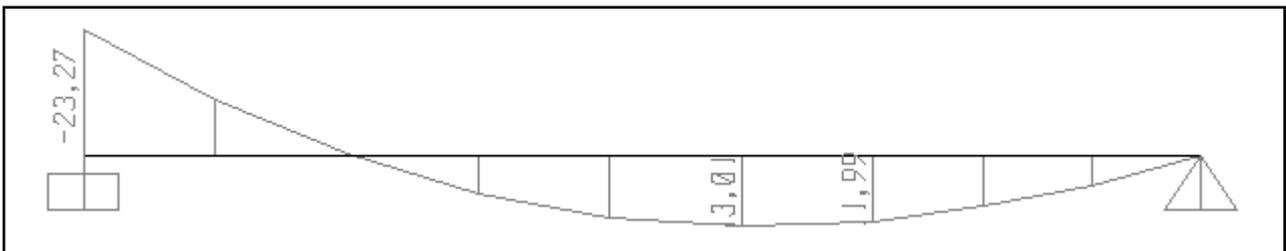


Effort tranchant



- ELS

Moment fléchissant



Effort tranchant**d. Ferrailage**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que: b = 100cm; h = 16cm.

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

$$f_{c28} = 25MPa; f_{bc} = 14,17MPa; f_{t28} = 2,10MPa; \gamma_b = 1,5; d = 14 \text{ cm}; \sigma_s = 434,78 \text{ MPa};$$

$$\gamma_s = 1,15; f_c = 500MPa.$$

$$M_{\max} = 32,19 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = 0,5 \times M_u = 0,5 \times 32,19 = 16,10 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 32,19 = 27,36 \text{ kN.m}$$

Tableau III.16 : Ferrailage de l'escalier.

	M_u (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)
Appui	16,10	0,058	Oui	0	0,075	13,58	2,73	5T12	5,65
Travée	27,36	0,099	Oui	0	0,104	13,42	4,69	5T12	5,65

- Espacement**

$$\text{Sur appui : } esp \leq \frac{100}{4} = 25cm, \text{ on prend : } \mathbf{esp = 25cm}$$

$$\text{En travée : } esp \leq \frac{100}{4} = 25cm, \text{ on prend : } \mathbf{esp = 25cm}$$

- Armature de répartition**

$$\text{Sur appui : } \frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41 \text{ cm}^2/ml \leq A_r \leq 2,83 \text{ cm}^2/ml$$

Le choix est de 4T10 = 3,14 cm² avec S_t = 30 cm.

$$\text{En travée : } \frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41 \text{ cm}^2/ml \leq A_r \leq 2,83 \text{ cm}^2/ml$$

Le choix est de 5T10 = 3,93 cm² avec S_t = 25cm.

e. Vérification

1. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,35 \text{ cm}^2$$

Sur appui : $A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2$ vérifiée.

En travée : $A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2$ vérifiée.

2. Effort tranchant

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration peu nuisible}) \quad [1]$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{40,50 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0,29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

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

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

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

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 40,50 - \frac{32,19}{0,9 \times 0,140} = -214,98 \text{ kN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,29 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Vérification à l'ELS

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

- **Vérification des contraintes du béton**

- Position de l'axe neutre : $\frac{b}{2} y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$

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

Avec : $n = 15$; $c' = 2 \text{ cm}$; $d = 16 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $A_s' = 0$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$M_{\max} = 23,27 \text{ KN.m}$

En appui : $M_a = 0,5 \times M_u = 0,5 \times 23,27 = 11,64 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 23,27 = 19,78 \text{ kN.m}$

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

Tableau III.17 : Vérification des contraintes du béton.

	$M_{ser} (kNm)$	$A_s (cm^2)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	Vérification
Travée	19,78	5,65	4,10	10603,72	7,65	ok
Appui	11,64	5,65	4,10	10603,72	4,50	ok

- **Vérification de la flèche**

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{16}{410} = 0,039 \leq 0,0625 & \text{non vérifiée} \\ \frac{5,65}{100 \times 14} = 0,0040 \leq 0,0084 & \text{vérifiée} \\ 0,039 \leq \frac{M_t}{10M_0} = 0,072 & \text{non vérifiée} \end{cases}$$

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

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases} \quad L = 4,10 \text{ m} < 5 \text{ m.}$$

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

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

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

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

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa} ; \quad E_v = 10818,86 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.18 : Vérification de la flèche de l'escalier.

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
19,78	5,65	0,004	250,063	5,25	2,1	0,398	37184,133	13239,212	20255,002

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,78 \text{ cm} \\ f_v = 1,52 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,74 \text{ cm}.$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{410}{500} = 0,82 \text{ cm}.$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,74 \text{ cm} < \bar{f} = 0,82 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}.$$

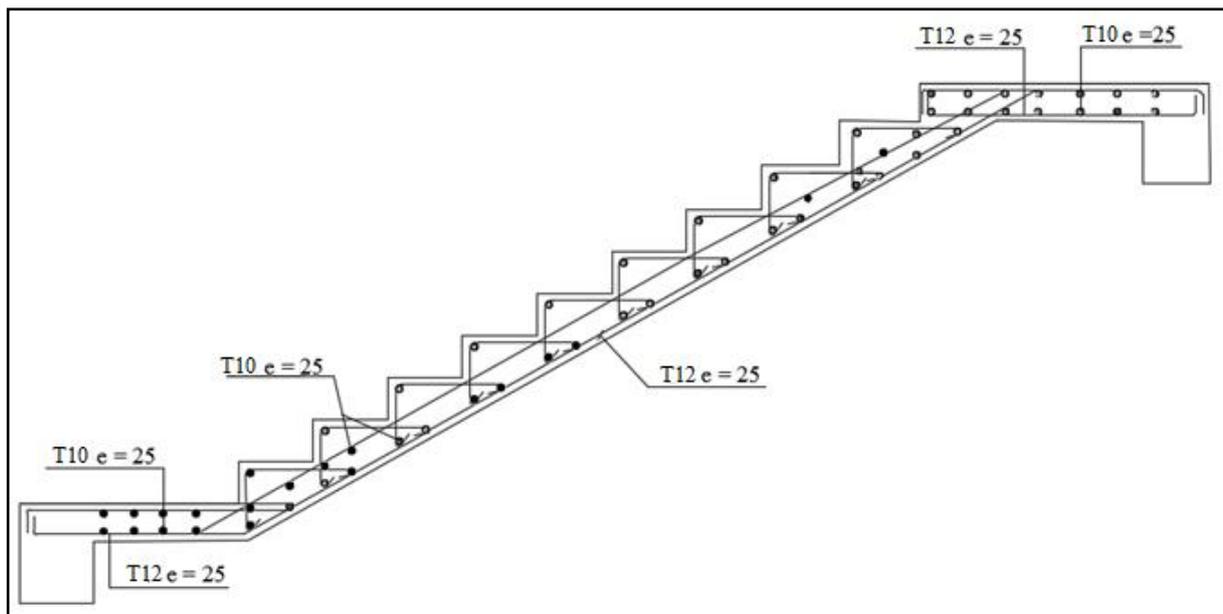


Figure III.18 : Ferrailage de l'escalier.

f. Poutre palière

Le calcul se fait en flexion simple pour une poutre et uniformément chargée, sollicitée par :

- Son poids propre.
- Charge linéaire prévenant du palier.

1. Pré dimensionnement

$$L_{\max} = 2,52$$

- Vérification des conditions de la flèche selon **BAEL 91** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{222}{15} \leq h \leq \frac{222}{10} \Rightarrow h = 30\text{cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,4h \Rightarrow 0,3 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \Rightarrow b = 20\text{cm}$$

- Vérification des conditions du **RPA**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions

Suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h / b \leq 4,00 \end{array} \right.$$

Sachant que $\left\{ \begin{array}{l} b : \text{largeur de la poutre.} \\ h : \text{hauteur de la poutre.} \end{array} \right.$

Les trois vérifications sont satisfaites.

2. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre = $0,3 \times 0,20 \times 25 = 1,5$ kN/ml.

La réaction revenant de l'escalier :

$$R_u = 40,50 \text{ kN/ml.}$$

$$R_s = 29,29 \text{ kN/ml.}$$

3. Les sollicitations

$$P_u = 1.35 \times G + R$$

$$P_{\text{ser}} = G + R$$

4. Calcul des sollicitations

$$M_0 = \frac{p_u \times L^2}{8} = 33,76 \text{ kN.m}$$

En travée : $M_t = 0,85 M_0 \rightarrow M_t = 28,70 \text{ kN.m}$

En appuis : $M_a = 0,5 M_0 \rightarrow M_a = 16,88 \text{ kN.m}$

$$T_u = \frac{p_u \times L}{2} = 53,58 \text{ kN}$$

5. Le ferrailage

$h = 30 \text{ cm} ; b = 20 \text{ cm} ; d = 28 \text{ cm} ; f_{bc} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa}.$

En travée : $A_t = 2,53 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_a = 1,44 \text{ cm}^2$

Choix des armatures :

En travée : 3T12 $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

En appuis : 3T12 $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

6. Vérification**• Condition de non fragilité [1]**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,54 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 3,39 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Sur appui : $A_s = 3,39 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

• Effort tranchant

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible) [1]}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{53,58 \times 10^3}{200 \times 280} = 0,96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **Calcul des armatures transversales**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE24 ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

$$\text{Selon le BAEL 91 modifié 99 : } \rightarrow \begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA 99 version 2003 : } \rightarrow \begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 0,86\text{cm}$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.19 : Calcul des armatures transversales.

Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZC	S _t (cm)ZN	ZN	ZC		
30x20	53,58	0,96	25,2	15	7,5	7,5	15	0,90	3T8

• **Vérification à l'ELS**

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

- **Vérification des contraintes du béton**

$$\text{Position de l'axe neutre : } \frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

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

$$\text{Avec : } n = 15 ; c' = 2 \text{ cm ; } d = 28 \text{ cm ; } b = 20 \text{ cm ; } A'_s = 0$$

On doit vérifier que :

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

$$M_0 = \frac{p_u \times L^2}{8} = 24,70 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_0 \rightarrow M_t = 21,00 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appui : } M_a = 0,5 M_0 \rightarrow M_a = 12,35 \text{ kN.m}$$

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

Tableau III.20 : Vérification de compression du béton.

	$M_{ser}(\text{kN.m})$	$A_s (\text{cm}^2)$	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	Vérification
Travée	16,66	3,39	9,66	23113,2	8,78	Vérifiée
Appui	9,80	3,39	9,66	23113,2	5,16	Vérifiée

• **Vérification de la flèche**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{30}{252} = 0,119 \geq 0,0625 \text{ vérifiée} \\ \frac{3,39}{20 \times 28} = 0,0061 \leq 0,0084 \text{ vérifiée} \\ 0,119 \geq \frac{21,00}{10 \times 28,70} = 0,073 \text{ vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

7. Schéma de ferrailage

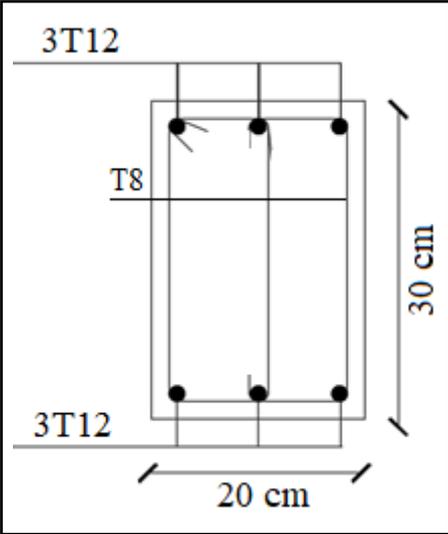


Figure III.19 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

VI.1. Introduction

Les fondations d'une structure représentent un enjeu essentiel dans sa construction, car elles forment la partie structurelle qui assure la transmission des charges de la superstructure et permet de contrôler les tassements dus aux charges appliquées sur le sol.

a. 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 résultante, par exemple, de 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 l'interaction sol-structure.

b. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques et la capacité portante du sol.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI.2. Calcul des fondations

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :
$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol (kN/m²).

N : Effort normal appliqué sur la fondation (kN).

S : Surface de la fondation (m²).

VI.3. Choix de type de semelle

Pour satisfaire à la sécurité et l'économie tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage et du sol, on commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier. Chaque étape fera l'objet de vérification.

a. Semelles isolées

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on doit vérifier que :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Exemple de calcul : (semelle du poteau le plus sollicité)

L'effort normal total revenant aux fondations égale à :

D'où

$$S \geq \frac{3662,401}{200} \Rightarrow S = 18,31 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S} = 4,28 \text{ m} \Rightarrow B = 4,28 \text{ m}$$

- Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,5 \times B$

Tel que L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a : $L_{\min} = 2,65 < 1,5 \times B = 6,42 \text{ m} \dots \dots \text{non vérifiée}$

Conclusion : on passe alors à l'étude des semelles filantes.

b. Semelles filantes

On peut dire que la semelle filante sous poteaux travail sous des contraintes linéaires réparties. L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.1 : Section des semelles filantes.

Files	N (kN)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)	S (m ²)
1	8176,435	23,30	1.21	1.3	29.51
2	16937,803	23,30	1.71	1.8	40.86
3	8621,838	19,60	1.77	1.8	40.86
4	5432,014	16,68	2.05	2.1	51.765
5	7376,051	13,01	2.35	2.4	59.16

- Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 2xB$

Tel que L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a : $L_{min} = 2,65 < 2xB = 4,80$ mnon vérifiée

Conclusion : Après la vérification de toutes les semelles isolées et filantes on remarque les semelles occupent plus de la moitié de l'assise c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture.

Donc tout cela nous oblige d'opter pour un choix du radier général.

VI.4. Etude du radier

a. Introduction

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

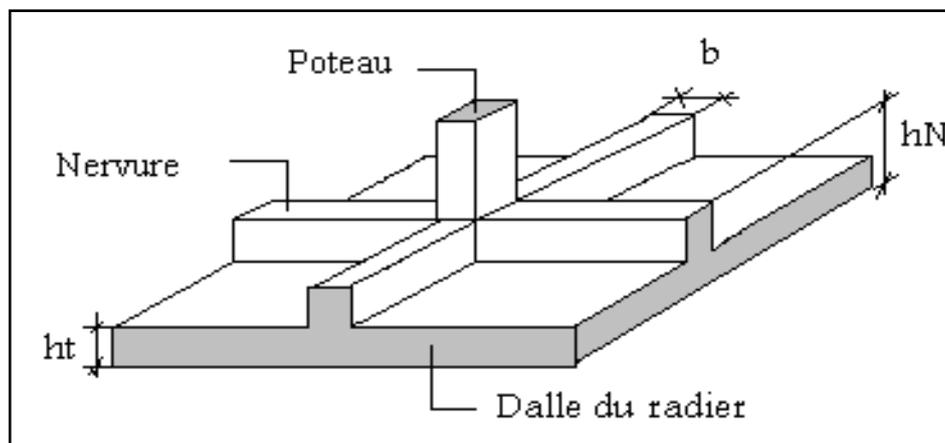


Figure VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

b. Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure et de sous-sol.

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 41296,992 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2bars \end{cases}$$

On trouve : $S_{nec} \geq 206,485 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment $S_b = 365,699 \text{ m}^2$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

- La surface occupée par l'ouvrage = $365,699 > S_{nec}$

- Débord de 65 cm pour chaque côté.
- La section totale du radier est de : $S_{rad} = 420,629 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{nec}}{S_b} = \frac{206,485}{365,699} = 56,46\% > 50\%$$

c. Pré dimensionnement de radier

1. Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire**

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20} \quad \text{Avec :}$$

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 6,59 \text{ m} \Rightarrow h_1 \geq 32,95 \text{ cm} \Rightarrow h_1 \approx 35 \text{ cm}$$

- **Condition de cisaillement [1]**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1\text{ml}}{S_{rad}}$$

$$N_u = 56396,422 \text{ kN}$$

$$L = 6,59 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 20,22 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_2 \geq 20,22 \text{ cm}$$

Conclusion : $h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 35 \text{ cm}$.

2. Nervures

- **Condition de coffrage**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{donc on opte } b = 70 \text{ cm}$$

- **La hauteur de nervure**

- **Condition de la flèche**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\text{On a : } L_{\max} = 6,59 \text{ m} \Rightarrow 43,93 \text{ cm} < h_N < 65,9 \text{ cm}$$

On prend : **$h_{n1} = 50 \text{ cm}$** .

- **Condition de la raideur**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur

définie par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000 \text{ MPA}$).

b : Largeur supportée par la nervure.

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 5 \text{ MPA} \rightarrow$ pour un très mauvais sol.
- $K = 40 \text{ MPA} \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.
- $K = 120 \text{ MPA} \rightarrow$ pour un très bon sol.

Pour un sol de densité moyenne on a $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$.

$$\text{On aura: } h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K\left(\frac{2L_{\max}}{\pi}\right)^4}{E}} \Rightarrow h_2 \geq 122,16\text{cm}$$

On opte : $h_{n2} = 125 \text{ cm}$.

Conclusion : $h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 125 \text{ cm}$

On prend : $h = 125 \text{ cm}$

Le choix final

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 35 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 125\text{cm} \\ b = 70\text{cm} \end{cases}$

d. Caractéristiques géométriques du radier

- **Position du centre de gravité :**

$$\begin{cases} X_G = 8,16 \text{ m} \\ Y_G = 12,24 \text{ m} \end{cases}$$

- **Moments d'inertie :**

$$\begin{cases} I_{xx} = 63522,164 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 32323,239 \text{ m}^4 \end{cases}$$

VI.5. Vérifications Nécessaires

a. Vérification de la Stabilité du Radier

Selon **RPA99/version 2003**(Art.10.1.5), quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié de la centrale de la base des éléments de fondation résistant au reversement.

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_0 : moment à la base de la structure.

V_0 : effort tranchant à la base de la structure.

h : profondeur de l'ancrage de la structure.

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier **SAP2000V14**.

- **Suivant le sens xx :** $B_x = 18,54 \text{ m} \Rightarrow \frac{B_x}{4} = 4,64 \text{ m}$
- **Suivant le sens yy :** $B_y = 23,85 \text{ m} \Rightarrow \frac{B_y}{4} = 5,96 \text{ m}$

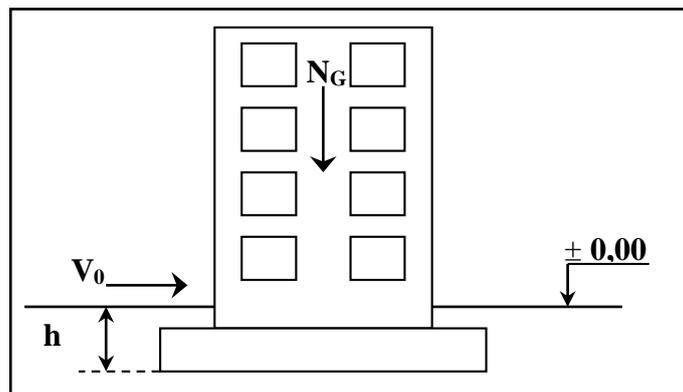


Figure VI.2 : Schéma statique du bâtiment.

Sens x-x :

$$M_0 = 95875,942 \text{ kN.m} ; V_0 = 4503,349 \text{ kN} ; h = 4,31 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } Mr = 95875,942 + 4503,349 \times 4,31 = 115285,376 \text{ kN.m}$$

On a : $N_{\text{ser}} = N_{\text{ser}}(\text{structure}) + \text{poids propre de radier nervuré.}$

$$\text{Donc : } N_{\text{ser}} = 54063,211 \text{ kN}$$

$$e_0 = \frac{115285,376}{54063,211} = 2,132 \leq \frac{B}{4} = 4,64 \text{ m} \dots \dots \text{vérifiée}$$

Sens y-y :

$$M_0 = 101171,162 \text{ kN.m} ; V_0 = 4503,349 \text{ kN} ; h = 4,31 \text{ m}$$

$$Mr = 101171,162 + 4503,349 \times 4,31 = 120580,596 \text{ kN.m}$$

$N_{ser} = N_{ser}(\text{structure}) + \text{poids propre de radier nervuré.}$

$$N_{ser} = 54063,211 \text{ kN}$$

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} = \frac{120580,596}{54063,211} = 2,23 \leq \frac{B}{4} = 5,96 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Conclusion : La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

b. 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 : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

Les contraintes du sol sont données par :

1. Sollicitation du premier genre

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{54063,211}{420,629} = 128,529 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 132,340 \text{ kN} / \text{m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN} / \text{m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V \end{cases}$$

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$.

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}.$$

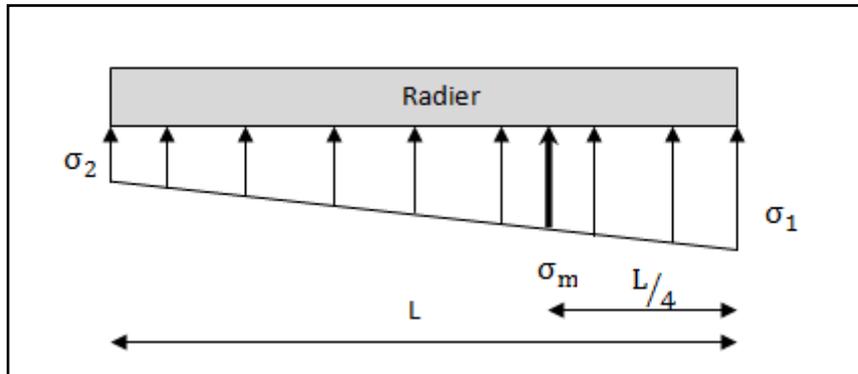


Figure VI.3 : Contraintes sous le radier.

• **ELU**

$N_u = N_u \text{ (structure)} + 1,35 \times \text{ poids propre de radier nervuré.}$

$N_u = 73630,817 \text{ kN}$

M : le moment de renversement.

$M_x = 115285,376 \text{ kN.m}$

$M_y = 120580,596 \text{ kN.m}$

$I_{xx} = 63522,164 \text{ m}^4$

$I_{yy} = 32323,239 \text{ m}^4$

$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}$

Tableau VI.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) \text{ (kN/m}^2\text{)}$
Sens x-x	191,869	158,229	183,459
Sens y-y	219,529	130,569	197,289
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

• **ELS**

$$N_{ser} = 54063,211 \text{ kN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}$$

Tableau VI.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	145,349	111,709	136,939
Sens y-y	173,009	84,049	150,769
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

3. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } \sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 197,289 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 150,769 \text{ kN/m}^2$$

VI.6 Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable.

- **Valeur de la pression sous radier**

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 197,289 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 150,769 \text{ kN/m}$$

- **Détermination des efforts**

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

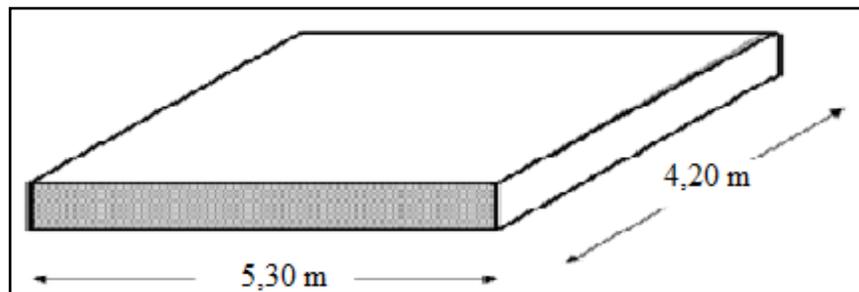


Figure VI.4 : Schéma du panneau le plus sollicité.

- **Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($v = 0$)**

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

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

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

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

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "

$$\rho = 0,79 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0573 \\ \mu_y = 0,5786 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 317,547 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 183,732 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moments en travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 269,915 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 156,172 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Moments sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 158,774 \text{ kN.m}$

- **Calcul du ferrailage**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_c = 500 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 434,78 \text{ MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$;

$h = 35 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M_u (kN.m)	μ	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x-x	269,915	0,192	0,269	281,106	22,08	8T20	25,13	14
	y-y	156,172	0,111	0,147	296,478	12,12	8T14	12,31	14
Appui	x-x	158,774	0,113	0,150	296,100	12,33	8T14	12,31	14
	y-y								

- **Espacement**

1. **En travée**

Sens x-x :

$$Esp \leq \text{Min} \left(3h; 33cm \right) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} \left(105cm; 33cm \right) = 33cm$$

$$S_t = \frac{100}{7} = 14,28cm < 33cm$$

On opte $S_t = 14 \text{ cm}$.

Sens y-y :

$$Esp \leq \text{Min} \left(4h; 40cm \right) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} \left(140cm; 40cm \right) = 40cm$$

$$S_t = \frac{100}{7} = 14,28cm < 40cm$$

On opte $S_t = 14 \text{ cm}$

2. Sur appuis

$$S_t = \frac{100}{7} = 14,28 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 14 \text{ cm}$

- **Vérfications nécessaires**

1. Condition de non fragilité [1]

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,04 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.5 : Vérifications CNF.

	Sens	A_s^{adp} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Vérifications
Travée	x-x	25,13	3,04	Oui
	y-y	12,31	3,04	Oui
Appui	x-x	12,31	3,04	Oui
	y-y			

2. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifications
Travée	x-x	230,029	25,13	10,20	15	319,0	250	non
	y-y	160,514	12,31	10,40	15	446,6	250	non
Appui	x-x	135,311	12,31	8,74	15	376,5	250	non
	y-y							

- **Remarque :**

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appui, donc on augmente la section de l'acier.

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes (correction).

	Sens	M _{ser} (kNm)	Choix	A _s (cm ²)	Esp (cm)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifications
Travée	x-x	230,029	7T25	34,36	16,5	8,54	15	234,5	250	Oui
	y-y	160,514	8T20	25,13	14	7,11	15	222,5	250	Oui
Appui	x-x	135,311	7T20	21,99	14	6,43	15	213,3	250	Oui
	y-y									

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton [2]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{197,289 \times 5,30}{2} = 522,816 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{522,816 \cdot 10^3}{1000 \times 315} = 1,75\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VI.7. Ferrailage des nervures

a. Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire «**BAEL91 modifier 99**»

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

b. Calcul des armatures

b = 70 cm ; h = 125 cm ; d = 112,5 cm.

- **Sens porteur** : $L = 6,04 \text{ m}$; $q = 197,289 \text{ kN/ml}$.

Tableau VI.8 : Ferrailage des nervures (sens porteur).

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	764,725	0,0609	0,0785	108,967	16,14	5T16+5T14	17,75
Appuis	449,839	0,0358	0,0455	110,452	9,37	5T16	10,05

- **Sens non porteur** : $L = 4,20 \text{ m}$; $q = 197,289 \text{ kN/ml}$.

Tableau VI.9 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	369,769	0,0294	0,0373	110,822	7,67	5T16	10,05
Appuis	217,511	0,0173	0,0218	111,519	4,48	5T16	10,05

c. Vérifications nécessaires

1. Condition de non fragilité [1]

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 7,61 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Position	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Porteur	Travée	584,406	17,75	5,98	15	317,0	250	Non
	Appuis	343,768	10,05	4,48	15	323,9	250	Non
Non porteur	Travée	282,578	10,05	3,68	15	266,3	250	Non
	Appuis	166,222	10,05	2,17	15	156,6	250	Oui

- **Remarque** :

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée en travée, donc on augmente la section des aciers.

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes (correction).

	Sens	M _{ser} (kNm)	Choix	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Porteur	Travée	584,406	12T16	24,13	5,20	15	235,6	250	Oui
	Appuis	343,768	6T16+2T12	14,32	3,78	15	229,7	250	Oui
Non porteur	Travée	282,578	6T16	12,06	3,38	15	223,1	250	Oui
	Appuis	166,222	6T16	12,06	1,99	15	131,2	250	Oui

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton [2]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{197,289 \times 6,04}{2} = 595,813\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{595,813 \times 10^3}{700 \times 1125} = 0,76\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

d. Armatures transversales

- BAEL 91 modifié 99 [1]

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,40\text{MPa}$$

- RPA99 version 2003 [2]

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 19,20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 62,5\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,6 \text{ cm}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa} ; \tau_u = 0,76 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa} ; b = 70 \text{ cm} ; d = 112,5 \text{ cm}.$$

On opte :

$S_t = 15 \text{ cm}$Zone nodale.

$S_t = 30 \text{ cm}$Zone courante.

Tableau VI.12 : Choix des armatures transversales.

	Section	Zone	St (cm)	Φt (cm)	At calculée (cm ²)	Choix des armatures	At (cm ²)
Nervures	70x125	courante	30	12	6,3	6T12	6,79
		nodale	15		3,15	3T12	3,39

e. Armatures de peau

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures.

Pour les bâtiments courant on a $3 \text{ cm}^2 / \text{m}$ pour les armatures de peau.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{m} \times 1,25 = 3,75 \text{ cm}^2 \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

Donc on prend : **3T14 = 4,62 cm²**

f. Ferrailage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 0,65 \text{ m}$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1 m à l'ELU.

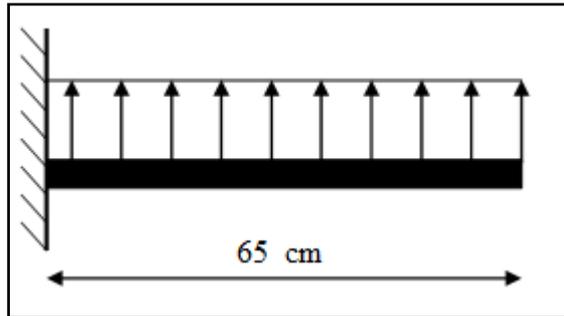


Figure VI.5 : Schéma statique du débord.

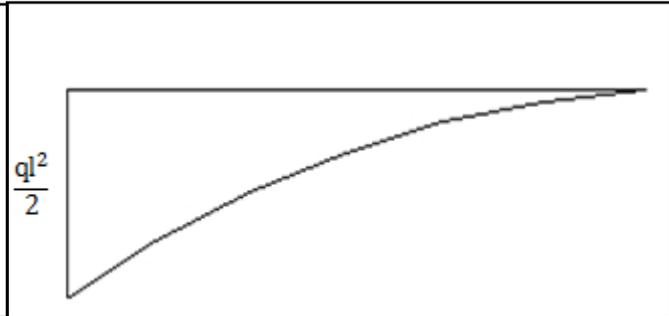


Figure VI.6 : Diagramme des Moments.

1. Calcul de ferrailage

$q_u = 197,289 \text{ ml}$, $b = 100 \text{ cm}$, $h = 35 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 41,67 \text{ kN.m} \quad ; \quad \sigma_s = 434,78 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,029$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,036$$

$$Z = d \left(1 - 0,4 \alpha \right) = 31,05 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,04 \text{ cm}^2$$

On opte : 6T14 = 9,24cm avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

2. Armature de répartition

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow 2,31 \text{ cm}^2 \quad \text{on opte 5T12} = 5,65 \text{ avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

3. Vérification des contraintes à l'ELS

$$q_{ser} = 150,769 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 31,85 \text{ kN.m}$$

Tableau VI.13 : Vérifications des contraintes du béton et d'acier.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
31,85	9,24	3,07	15	121,1	250	OK

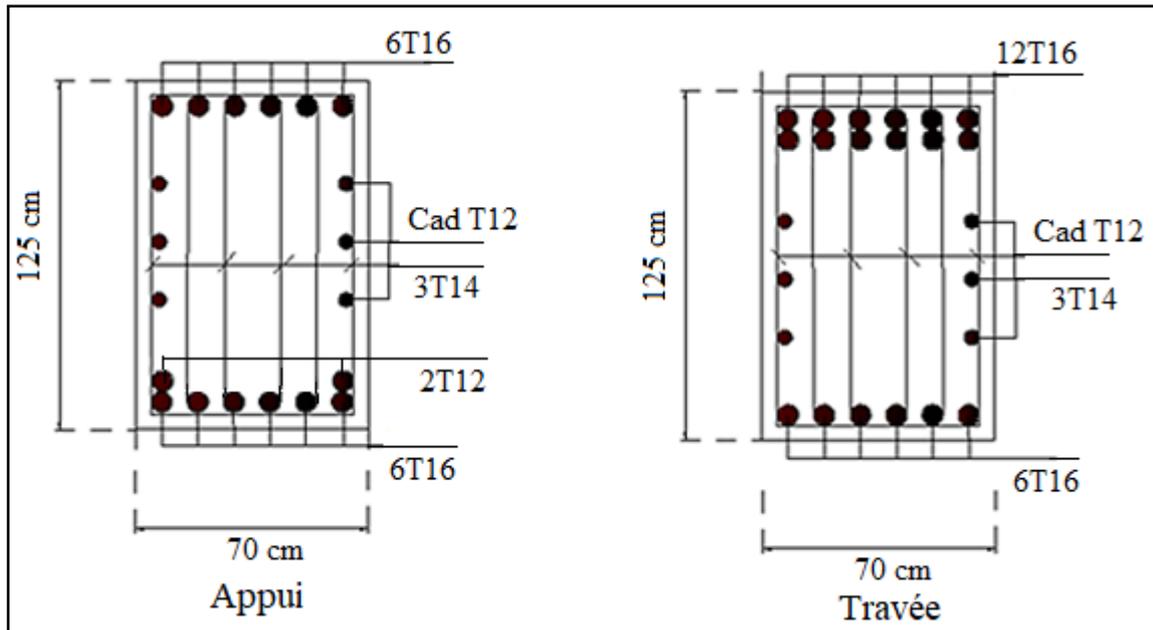


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage des nervures (sens porteur).

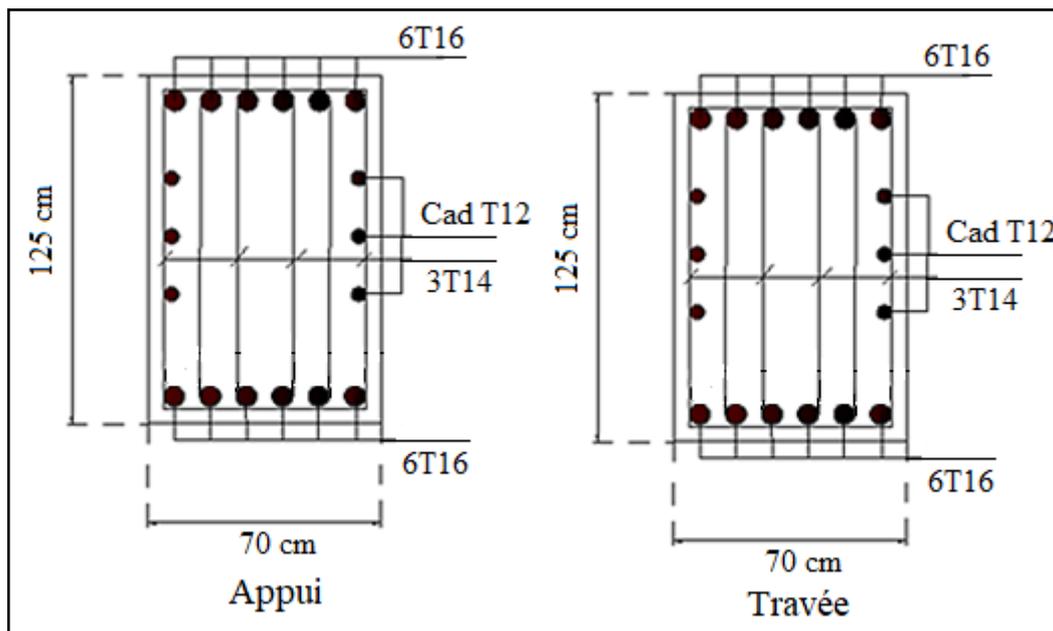


Figure VI.8 : Schéma de ferrailage des nervures (sens non porteur).

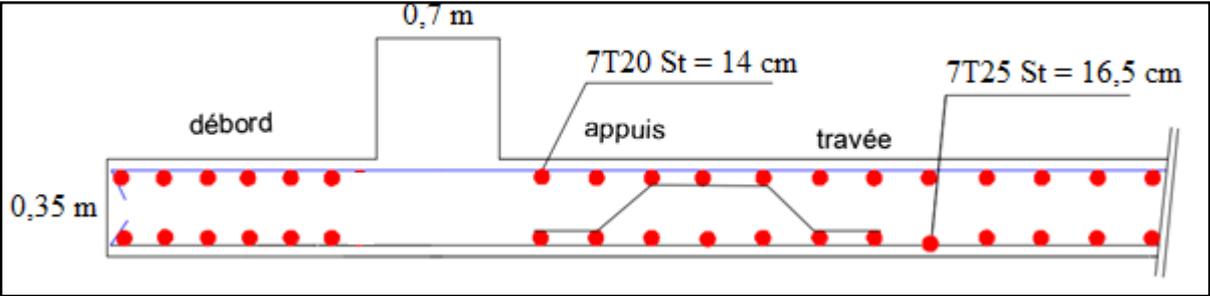


Figure VI.9 : Schéma de ferrailage du radier sens x-x.

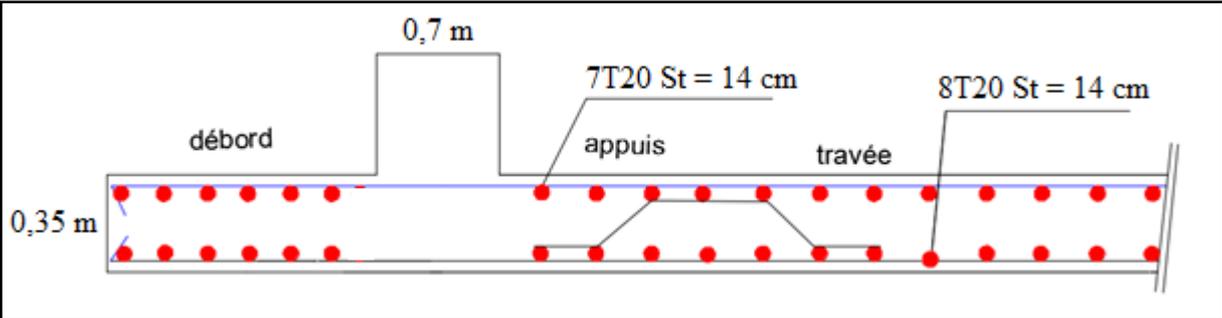


Figure VI.10 : Schéma de ferrailage du radier sens y-y.

VI.5 Voile périphérique

a. 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.

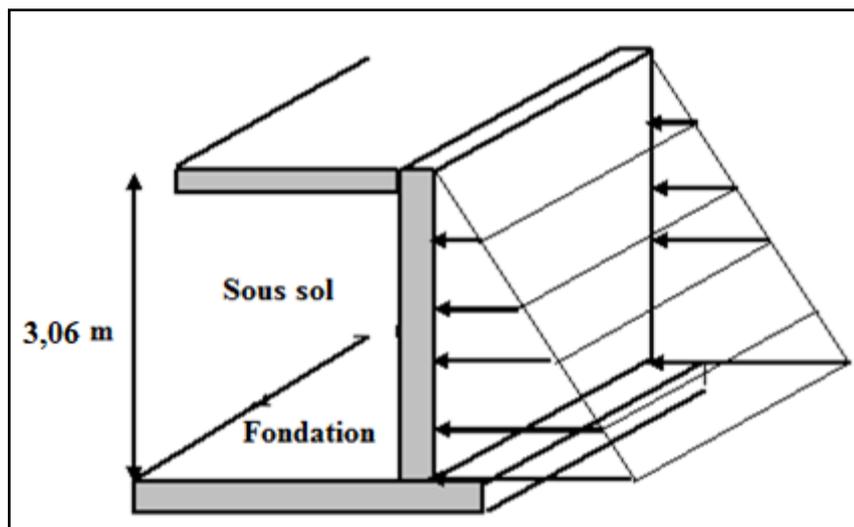


Figure VI.11 : Evaluation des charges.

b. 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.

c. 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.

Remarque : pour des raisons économique on a séparé le calcul des voiles périphériques sur deux voiles les plus défavorables.

Voile 1 : $L_x = 3,06 \text{ m}$; $L_y = 7,83 \text{ m}$; $e = 20 \text{ cm}$.

Voile 2 : $L_x = 3,06 \text{ m}$; $L_y = 6,04 \text{ m}$; $e = 20 \text{ cm}$.

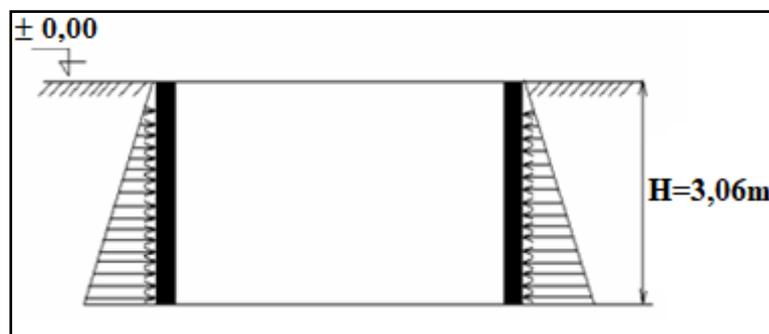


Figure VI.12 : Poussées des terres.

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 ($\gamma = 20,5 \text{ kN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 26,69^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,380$$

Donc :

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 23,84 \text{ kN/ml} \Rightarrow Qu = 1,35 \times 23,84 = 32,18 \text{ kN/ml}$$

d. Effort dans le voile périphérique (voile 1)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{7,83} = 0,39 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans le sens de la petite portée.}$$

- **Moment fléchissant :** $M(x) = -\left(\frac{q}{2} x^2\right)$

- **Effort tranchant :** $T(x) = (qx)$

Tableau VI.14 : Calcul des efforts internes.

	ELU	ELS
M (kNm)	150,660	111,614
T (kN)	98,47	72,950

1. Ferrailage du voile périphérique

b = 100 cm ; h = 20 cm ; d = 0,9h = 18 cm ; $f_e = 500\text{MPa}$; $f_{c28} = 25\text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{ MPa}$;

$\sigma_s = 434,78\text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17\text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.15 : Ferrailage du voile périphérique.

M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A^{cal}_s (cm ²)	Choix	A^{adp}_s (cm ²)	Esp (cm)
150,660	0,328	Oui	0	0,516	14,284	24,25	2x5T25	24,54	25

• Armatures de répartitions

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 6,14\text{cm}^2 \leq A_r \leq 12,27\text{cm}^2$$

Le choix est : 5T16/ml = 10,05cm² avec : $S_t=25\text{cm}$

2. Condition exigée par les RPA99/version 2003

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfifiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 25 \times 100 = 2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfifiée}$$

3. Condition de non fragilité

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

$$A_s = 24,54 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,74 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérfifiée}$$

4. Vérification de l'effort tranchant

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

Avec :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{98,47 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérfifiée}$$

5. Vérification à L'ELS

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.16 : Vérification des contraintes.

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
111,614	24,54	8,53	15	228,7	250	Oui

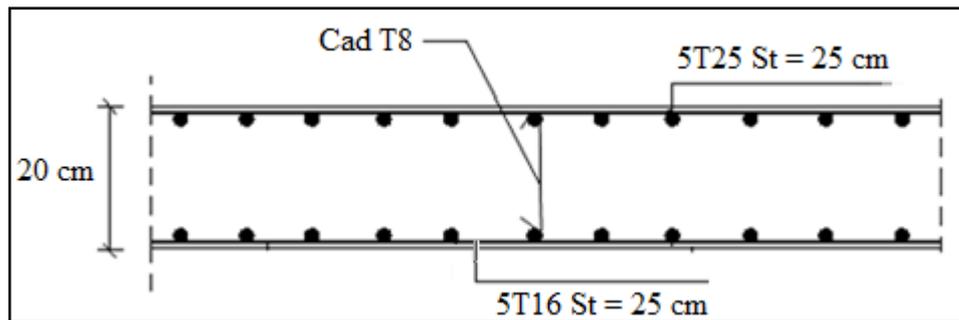


Figure VI.13 : Ferrailage du Voile Périphérique (voile 1).

e. Effort dans le voile périphérique (voile 2)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{6,04} = 0,51 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- 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.

$$\rho = 0,51 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0951 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 28,66 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 7,17 \text{ kN.m}$$

• **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 24,36 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 6,09 \text{ kN.m.}$$

• **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 14,33 \text{ kN.m}$$

1. Ferrailage du voile périphérique

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
 $\sigma_s = 434,78 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.17 : Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M_u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	24,36	0,053	0,068	17,51	3,20	5T12	2x5,65	25
	y-y	6,09	0,013	0,016	17,88	0,78	5T12	2x5,65	25
Appuis	x-x	14,33	0,031	0,039	17,72	1,85	5T12	2x5,65	25
	y-y								

2. Condition exigée par les RPA99/version 2003

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 25 \times 100 = 2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

3. Condition de non fragilité

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm.

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

$$h = e = 20 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}.$$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min}; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min}; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0006$ pour les barres de FeE500

$$A_x^{\min} = 0,0006 \left(3 - \frac{3,06}{6,04} \right) \frac{100 \times 20}{2} = 0,15 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0006 \times 100 \times 20 = 1,2 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\begin{cases} A_x = 5,65 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 0,15 \text{ cm}^2 \\ A_y = 5,65 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

Sur appuis :

$$\begin{cases} A_x = 5,65 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 0,15 \text{ cm}^2 \\ A_y = 5,65 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

4. Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{32,18 \times 3,06 \times 6,04}{2 \times 3,06 + 6,04} = 48,91 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 32,82 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 48,91 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{48,91 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

5. Vérification à L'ELS• **Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$Q_{\text{ser}} = Q1 = 23,84 \text{ kN/m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,51 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0987 \\ \mu_y = 0,3758 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{\text{ser}} L_x^2 = 22,03 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 8,27 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{\text{tx}} = 0,85 M_x = 18,72 \text{ kN.m} \\ M_{\text{ty}} = 0,85 M_y = 7,03 \text{ kN.m} \\ M_a = 0,5 M_x = 11,02 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.18 : Vérifications des contraintes.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	18,72	5,65	4,97	15	215,5	250	Oui
	y-y	7,03	5,65	1,87	15	80,9	250	Oui
Appuis	x-x	11,02	5,65	2,93	15	126,8	250	Oui
	y-y							

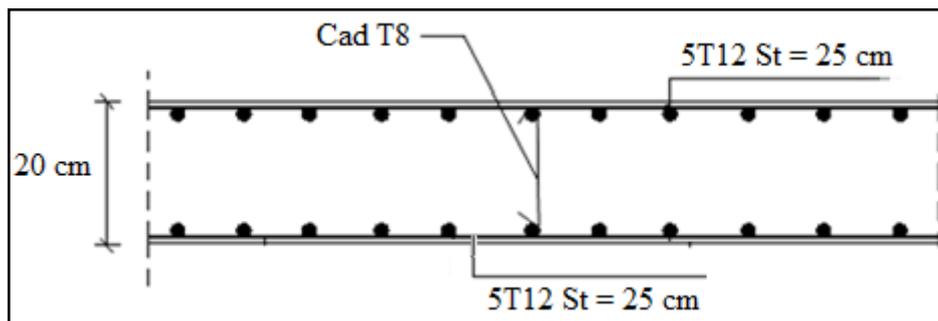


Figure VI.14 : Ferrailage du Voile Périphérique (voile 2) dans les deux sens.

IV.1 Introduction

Vu que l'ouvrage est situé dans une zone sismique (zone de forte sismicité) cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure, cette étude nous permettra de construire des structures pouvant résister aux forces dues au séisme.

La détermination d'un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique (**RPA99 version 2003**) et le choix judicieux de système de contreventement fait l'objet de ce chapitre.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, le logiciel utilisé est le **SAP 2000 V14**.

IV.2 Etude sismique

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.

a. Modélisation de la structure

La modélisation des éléments constituant la structure a été 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 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœud après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

b. Modélisation de la masse

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

VI.3 Choix de la méthode de calcul

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

Le règlement parasismique Algérien (**RPA99 version2003**) propose trois méthodes de calcul :

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

a. La méthode statique équivalente

1. 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.

2. Conditions d'application

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

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

Zone III :

- groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieur ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieur ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieur ou égale à 2 niveaux ou 8 m.

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

b. La méthode modale spectrale

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

1. 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0,20 \text{ sec} \dots\dots(4-14) \text{ [2]}.$$

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

2. Analyse spectrale

• Utilisation des spectres de réponse

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

Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

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

- **Représentation graphique du spectre de réponse**

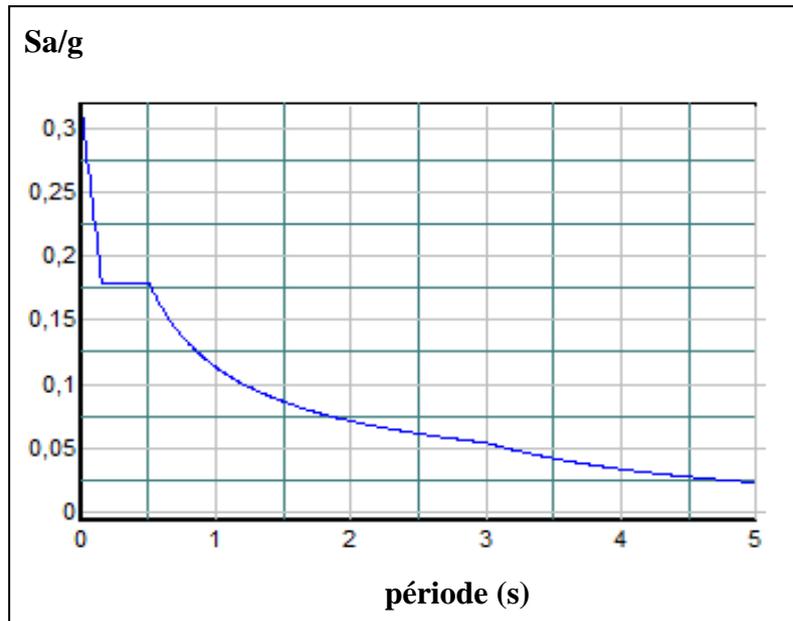


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

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 en fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

- **Résultante des forces sismiques de calcul**

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

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments,.....) dans le rapport : $\frac{0,8V}{V_t}$

• **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 :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [2]$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

$$\left. \begin{array}{l} - \text{groupe d'usage : } \mathbf{2} \\ - \text{zone sismique : } \mathbf{III} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A = 0,25}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

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

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7** de **(RPA99version 2003)**.

$$\text{Catégorie } S_3 \longrightarrow \text{site meuble} \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0,15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec} \end{array} \right.$$

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

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

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

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

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

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

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné **le tableau 4.6 de (RPA99version 2003)**, $C_T = 0,05$

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

$$h_N = 29,92 \text{ m}$$

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

$$\begin{cases} \Rightarrow D_x = 19,47m \\ \Rightarrow D_y = 24,76m \end{cases}$$

$$\Rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05(29,92)^{3/4} = 0,64s, \text{ dans les deux directions.}$$

Suivant la direction (x - x) $T_x = 0,09 \frac{29,92}{\sqrt{19,47}} = 0,61 \text{ sec}$

Suivant la direction (y - y) $T_y = 0,09 \frac{29,92}{\sqrt{24,76}} = 0,54 \text{ sec}$

Sens (x-x) : $T_x = \min(0,61;0,64) = 0,61 \text{ sec.}$

Sens (y-y) : $T_y = \min(0,54;0,64) = 0,54 \text{ sec.}$

Selon les prescriptions de **(RPA99 version 2003)**, la période déterminée à partir d'une analyse dynamique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Cette valeur de la période empirique pondéré par le coefficient 1,3 (30%) sera utilisée pour le calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente, les règlements parasismiques exigent cette majoration afin de ne pas excessivement pénaliser l'effort de calcul, le choix de cette période soit limité comme suit **[4]** :

$$T_{analytique} \quad Si \Rightarrow T_{analytique} \leq T_{empirique}$$

$$T_{empirique} \quad Si \Rightarrow T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3 \times T_{empirique}$$

$$1,3 \times T_{empirique} \quad Si \Rightarrow T_{analytique} \geq 1,3 \times T_{empirique}$$

$$\text{Estimation de la période empirique : } \begin{cases} T_x = 1,3 \times T_{empirique} = 0,79 \text{ s} \\ T_y = 1,3 \times T_{empirique} = 0,70 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{Calcul de D: } \begin{cases} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,79} \right)^{2/3} = 1,63 \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,70} \right)^{2/3} = 1,76 \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement

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

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

Pour notre bâtiment on a choisi un système de contreventement qui correspond à **R = 4** (portiques contreventés par des voiles).

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments de la structure.
- La régularité en plan et en élévation
- Le contrôle de la qualité des matériaux et de l'exécution.

La valeur de Q déterminée par la formule :

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

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

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

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q .

Critère "q"	Observée (o/n)	$P_q // xx$	Observée (o/n)	$P_q // yy$
Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0,05	non	0,05
Redondance en plan	non	0,05	non	0,05
Régularité en plan	non	0,05	non	0,05
Régularité en élévation	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

$$Q//xx = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0) = \mathbf{1,15}$$

$$Q//yy = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0) = \mathbf{1,15}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 1,63 \times 1,15}{4} \cdot W = 0,117 \cdot W \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 1,76 \times 1,15}{4} \cdot W = 0,127 \cdot W \end{array} \right.$$

VI.4 Résultats de l'analyse sismique

❖ Modèle initial :

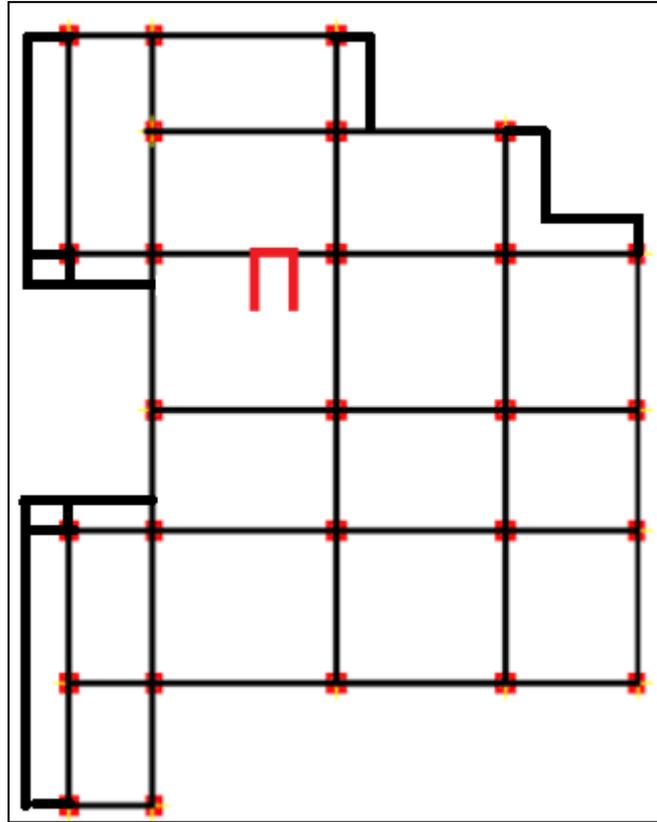


Figure IV.2 : Vue en plan du modèle initial.

1. Caractéristiques dynamique propres du modèle initial

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,46$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du 8^{ème} mode.

Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial.

Modes	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,466411	0,0499	0,55694	4,648E-08	0,0499	0,55694	4,648E-08
2	1,404797	0,21294	0,19749	0,000003729	0,26285	0,75443	0,000003776
3	1,19742	0,49778	0,00303	1,736E-08	0,76063	0,75746	0,000003793
4	0,52062	0,0386	0,01116	5,587E-07	0,79923	0,76861	0,000004352
5	0,453254	0,00872	0,1264	0,00001153	0,80795	0,89502	0,00001588
6	0,368614	0,09952	0,00152	3,788E-07	0,90747	0,89654	0,00001626
7	0,297669	0,0142	0,00194	9,723E-09	0,92167	0,89848	0,00001627
8	0,250372	0,00008215	0,0115	0,00011	0,92175	0,90997	0,00012

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

2. Résultantes des forces sismiques

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

$$T_{analytique} \geq 1,3 \times T_{emperique} \longrightarrow (T_x = 0,79 \text{ s}, T_y = 0,70 \text{ s})$$

$$W = 31968,405 \text{ kN} \rightarrow \begin{matrix} V^x = 3740,303 \text{ kN} \\ V^y = 4059,987 \text{ kN} \end{matrix} \rightarrow \begin{matrix} 0,8V^x = 2992,242 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 3247,990 \text{ kN} \end{matrix}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 2515,271 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 2714,851 \text{ kN} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 2515,271 \text{ kN} < 0,8 V^x = 2992,242 \text{ kN} \\ V_t^y = 2714,851 \text{ kN} < 0,8 V^y = 3247,990 \text{ kN} \end{cases}$$

Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,19 \right\} \Rightarrow r_x = 1,19$; Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,20 \right\} \Rightarrow r_y = 1,20$.

3. Vérification des déplacements inter étage

Tableau IV.3 : Vérification des déplacements inter étages du modèle initial.

Niveau x	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
8	7,4188	8,492	35,31349	40,7616	3,676148	3,6744	3,23	Non Vérifiée
7	6,6465	7,7265	31,63734	37,0872	4,105976	4,41264	3,23	Non Vérifiée
6	5,7839	6,8072	27,53136	32,67456	4,473924	5,10432	3,23	Non Vérifiée
5	4,844	5,7438	23,05744	27,57024	4,44346	5,09136	3,23	Non Vérifiée
4	3,9105	4,6831	18,61398	22,47888	4,566744	5,39808	3,23	Non Vérifiée
3	2,9511	3,5585	14,04724	17,0808	4,25068	5,08944	3,23	Non Vérifiée
2	2,0581	2,4982	9,796556	11,99136	4,016488	4,92192	3,23	Non Vérifiée
1	1,2143	1,4728	5,780068	7,06944	3,257744	4,0584	3,23	Non Vérifiée
RDC	0,5299	0,6273	2,522324	3,01104	2,522324	3,01104	4,08	Vérifiée

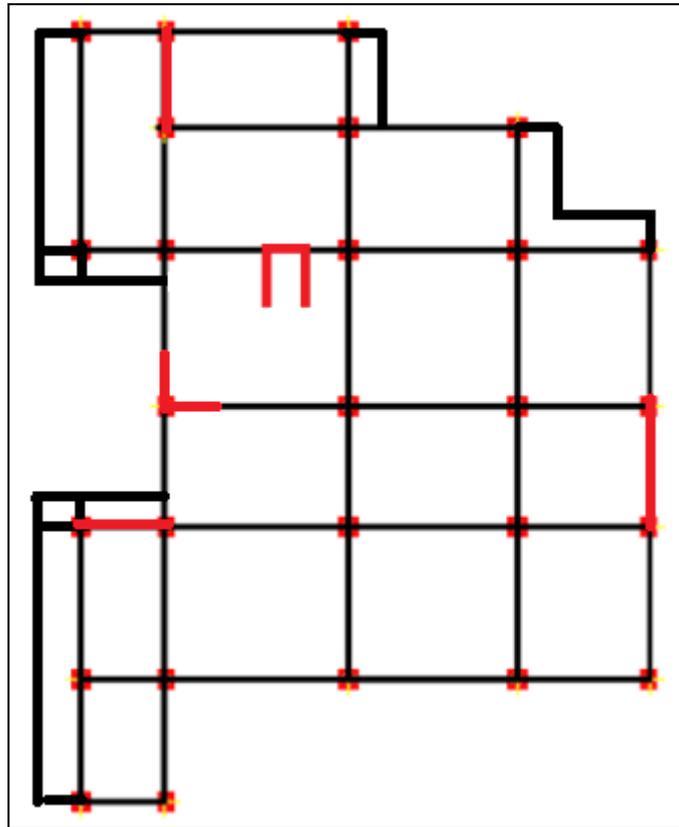
❖ 2^{ème} Modèle :

Figure IV.3 : Vue en plan du 2^{ème} modèle.

1. Caractéristiques dynamique propres du 2^{ème} modèle

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,13$ sec
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 11^{ème} mode.

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

Modes	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,130719	0,57859	0,07385	0,000002247	0,57859	0,07385	0,000002247
2	1,099943	0,14687	0,41424	0,000001993	0,72546	0,48809	0,000004241
3	0,937851	0,00664	0,2273	9,354E-08	0,7321	0,71539	0,000004334
4	0,322349	0,15668	0,00033	0,00004413	0,88878	0,71573	0,00004847
5	0,304415	0,00107	0,08252	2,133E-07	0,88985	0,79825	0,00004868
6	0,239165	0,00007663	0,08048	6,758E-07	0,88993	0,87873	0,00004936
7	0,175234	0,000003396	0,00944	0,00015	0,88993	0,88817	0,0002
8	0,165709	0,01606	7,211E-08	0,00043	0,90599	0,88817	0,00062
9	0,159536	0,00009242	0,0004	0,00001252	0,90608	0,88858	0,00064
10	0,139168	0,03906	0,0000575	0,00000639	0,94514	0,88864	0,00064
11	0,130251	0,00016	0,01895	0,00002594	0,94529	0,90759	0,00067

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

2. Résultantes des forces sismiques

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

$$T_{\text{analytique}} \geq 1,3 \times T_{\text{empirique}} \longrightarrow (T_x = 0,79 \text{ s}, T_y = 0,70 \text{ s})$$

$$W = 33788,645 \text{ kN} \rightarrow \begin{cases} V^x = 3953,271 \text{ kN} \\ V^y = 4291,157 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 3162,616 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 3432,925 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3339,404 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 2819,572 \text{ kN} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 3339,404 \text{ kN} > 0,8 V^x = 3162,616 \text{ kN} \\ V_t^y = 2819,572 \text{ kN} < 0,8 V^y = 3432,925 \text{ kN} \end{cases}$$

Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 0,95 \Rightarrow r_x = 1 \right.$; Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,22 \Rightarrow r_y = 1,22. \right.$

3. Vérification des déplacements inter étage

Tableau IV.5 : Vérification des déplacements inter étages du 2^{ème} modèle.

Niveau x	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
8	6,3633	5,8946	25,4532	28,76565	3,0744	3,39989	3,23	Non Vérifiée
7	5,5947	5,1979	22,3788	25,36575	3,2596	3,61412	3,23	Non Vérifiée
6	4,7798	4,4573	19,1192	21,75162	3,4076	3,80249	3,23	Non Vérifiée
5	3,9279	3,6781	15,7116	17,94913	3,3872	3,83616	3,23	Non Vérifiée
4	3,0811	2,892	12,3244	14,11296	3,3124	3,78248	3,23	Non Vérifiée
3	2,253	2,1169	9,012	10,33047	3,0332	3,50335	3,23	Non Vérifiée
2	1,4947	1,399	5,9788	6,82712	2,6624	3,07293	3,23	Vérifiée
1	0,8291	0,7693	3,3164	3,754184	2,032	2,33947	3,23	Vérifiée
RDC	0,3211	0,2899	1,2844	1,414712	1,2844	1,41471	4,08	Vérifiée

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure en rajoutant des voiles.

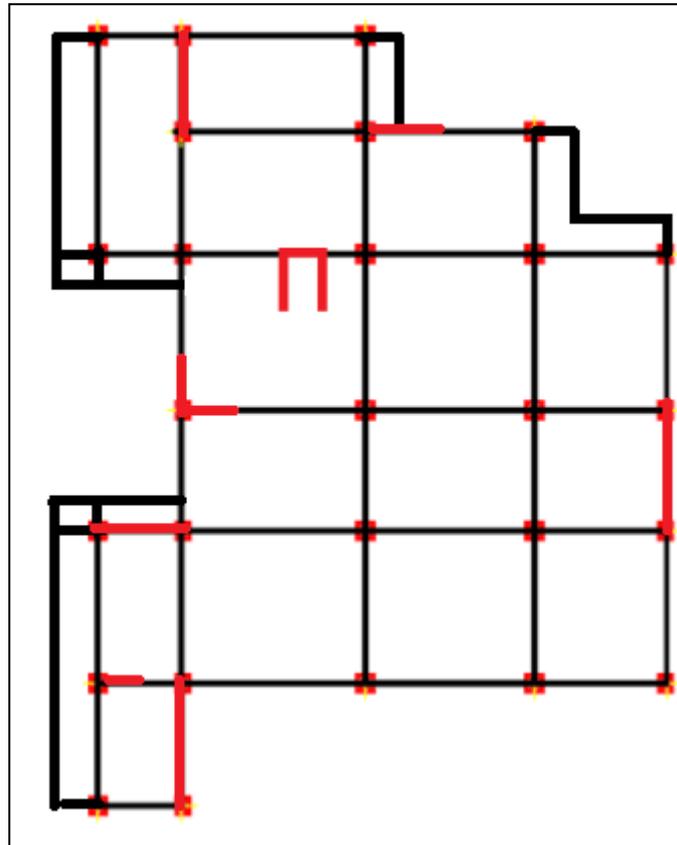
❖ 3^{ème} Modèle

Figure IV.4 : Vue en plan du 3^{ème} modèle.

1. Caractéristiques dynamique propres du 3^{ème} modèle

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,05$ sec
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 19^{ème} mode.

Tableau IV.6 : Participation massique du 3^{ème} modèle.

Modes	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,042075	0,6934	0,01943	0,00000124	0,6934	0,01943	0,00000124
2	0,918651	0,02452	0,67571	0,00001249	0,71792	0,69514	0,00001373
3	0,880466	0,01311	0,0101	0,00001479	0,73103	0,70523	0,00002853
4	0,293929	0,15454	0,00111	0,00001528	0,88557	0,70634	0,00004381
5	0,233432	0,0002	0,00008656	0,00002489	0,88578	0,70643	0,0000687
6	0,229339	0,00093	0,16244	0,00001389	0,8867	0,86887	0,0000826
7	0,172305	0,00004876	0,01407	0,00048	0,88675	0,88294	0,00056
8	0,16281	0,0099	0,00002185	0,00029	0,89665	0,88296	0,00085
9	0,158596	1,842E-07	0,00066	0,000001429	0,89665	0,88361	0,00085
10	0,128763	0,04464	0,00026	0,00003871	0,94129	0,88387	0,00089
11	0,121126	0,00005573	0,00002873	0,20056	0,94134	0,8839	0,20145
12	0,114599	0,00001054	0,00001714	0,10309	0,94135	0,88392	0,30454
13	0,111393	0,000004018	9,204E-07	0,01108	0,94136	0,88392	0,31562
14	0,104322	0,000002344	3,101E-09	0,04675	0,94136	0,88392	0,36237
15	0,102787	0,00029	0,00047	0,00213	0,94165	0,88439	0,3645
16	0,09986	0,00012	0,00036	0,00684	0,94176	0,88476	0,37135
17	0,097507	0,0000347	0,00058	0,00425	0,9418	0,88534	0,37559
18	0,095875	0,00002242	0,0026	0,00159	0,94182	0,88793	0,37718
19	0,09374	0,00011	0,05156	0,00056	0,94193	0,93949	0,37774

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

2. Résultantes des forces sismiques

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

$$T_{analytique} \geq 1,3 \times T_{empirique} \longrightarrow (T_x = 0,79 \text{ s}, T_y = 0,70 \text{ s})$$

$$W = 34833,045 \text{ kN} \rightarrow \begin{cases} V^x = 4075,466 \text{ kN} \\ V^y = 4423,796 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 3260,372 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 3539,036 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3552,292 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 3776,173 \text{ kN} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 3552,292 \text{ kN} > 0,8 V^x = 3260,372 \text{ kN} \\ V_t^y = 3776,173 \text{ kN} > 0,8 V^y = 3539,036 \text{ kN} \end{cases}$$

Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 0,92 \Rightarrow r_x = 1 \right.$; Le rapport $\left. \left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0,94 \Rightarrow r_y = 1 \right. \right.$

3. Vérification des déplacements inter étage

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements inter étages du 3^{ème} modèle.

Niveau x	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
8	5,9097	4,2729	23,6388	17,0916	2,8124	2,2128	3,23	Vérifiée
7	5,2066	3,7197	20,8264	14,8788	2,9932	2,2924	3,23	Vérifiée
6	4,4583	3,1466	17,8332	12,5864	3,1388	2,3424	3,23	Vérifiée
5	3,6736	2,561	14,6944	10,244	3,1456	2,3172	3,23	Vérifiée
4	2,8872	1,9817	11,5488	7,9268	3,0824	2,2196	3,23	Vérifiée
3	2,1166	1,4268	8,4664	5,7072	2,842	2,012	3,23	Vérifiée
2	1,4061	0,9238	5,6244	3,6952	2,4964	1,7044	3,23	Vérifiée
1	0,782	0,4977	3,128	1,9908	1,9196	1,262	3,23	Vérifiée
RDC	0,3021	0,1822	1,2084	0,7288	1,2084	0,7288	4,08	Vérifiée

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

• **Vérification de l'effort normal réduit**

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \quad [2]$$

Avec :

B_c : section de poteau

N_d : $G+Q \pm E$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	N_d (kN)	B_c (cm ²)	v	Obs	Section corrigée (cm ²)	v	Obs
P8	333,886	30×30	0,1483937	<0,3	30×30	0,1483937	<0,3
P7	512,178	30×30	0,2276346	<0,3	30×30	0,2276346	<0,3
P6	704,519	30×30	0,3131195	>0,3	35×35	0,2300470	<0,3
P5	908,591	35×35	0,2966827	<0,3	40×40	0,2271477	<0,3
P4	1119,273	35×35	0,3654768	>0,3	40×40	0,2798182	<0,3
P3	1339,288	40×40	0,334822	>0,3	45×45	0,2645507	<0,3
P2	1562,285	40×40	0,3905712	>0,3	50×50	0,2499656	<0,3
P1	1732,630	45×45	0,3422479	>0,3	50×50	0,2772208	<0,3
R.D.C	1889,445	45×45	0,3732237	>0,3	55×55	0,2498439	<0,3

1. Caractéristiques dynamique propres du 3^{ème} modèle (après augmentation des sections des poteaux)

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,96$ sec
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 17^{ème} mode.

Tableau IV.9 : Participation massique du 3^{ème} modèle après la vérification l'effort normal réduit.

Modes	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,962394	0,69691	0,01643	0,000001321	0,69691	0,01643	0,000001321
2	0,855596	0,01857	0,67679	0,00001264	0,71548	0,69322	0,00001396
3	0,819689	0,00726	0,00195	0,00001177	0,72274	0,69516	0,00002573
4	0,285784	0,14021	0,00082	0,00001066	0,86295	0,69599	0,00003639
5	0,253224	0,0004	0,03758	0,000002242	0,86335	0,73356	0,00003863
6	0,23663	0,00094	0,00015	0,00001227	0,86429	0,73371	0,0000509
7	0,227091	0,01664	0,00165	0,000003736	0,88093	0,73536	0,00005464
8	0,214746	0,00376	0,01016	1,708E-07	0,88469	0,74553	0,00005481
9	0,204238	0,00029	0,13181	0,00008961	0,88497	0,87734	0,00014
10	0,125859	0,05217	0,00021	0,00014	0,93714	0,87754	0,00028
11	0,108248	0,00003427	0,00004178	0,17294	0,93717	0,87759	0,17323
12	0,103121	0,00004875	0,000000581	0,1072	0,93722	0,87759	0,28043
13	0,100373	0,000003054	0,000007315	0,02122	0,93723	0,87759	0,30164
14	0,099212	0,00007373	0,00024	0,000005671	0,9373	0,87783	0,30165
15	0,093724	0,00001839	0,00002819	0,04464	0,93732	0,87786	0,34629
16	0,091692	0,00022	0,01937	0,00439	0,93754	0,89723	0,35068
17	0,090613	2,916E-07	0,03529	0,00164	0,93754	0,93252	0,35232

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

2. Résultantes des forces sismiques

D'après le fichier des résultats de **sap 2000** on a :

$$T_{analytique} \geq 1,3 \times T_{emperique} \longrightarrow (T_x = 0,79 \text{ s}, T_y = 0,70 \text{ s})$$

$$W = 35707,257 \text{ kN} \begin{matrix} \rightarrow V^x = 4177,749 \text{ kN} \\ \rightarrow V^y = 4534,821 \text{ kN} \end{matrix} \longrightarrow \begin{matrix} 0,8V^x = 3342,199 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 3627,856 \text{ kN} \end{matrix}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3769,464 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 3963,923 \text{ kN} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 3769,464 \text{ kN} > 0,8 V_x = 3342,199 \text{ kN} \\ V_t^y = 3963,923 \text{ kN} > 0,8 V_y = 3627,856 \text{ kN} \end{cases}$$

Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 0,89 \Rightarrow r_x = 1 \right.$; Le rapport $\left. \left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0,92 \Rightarrow r_y = 1 \right. \right.$

3. Vérification des déplacements inter étage

Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter étages du 3^{ème} modèle.

Niveaux	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
8	4,0365	3,9455	16,146	15,782	1,8156	2,0888	3,23	Vérifiée
7	3,5826	3,4233	14,3304	13,6932	1,9652	2,16	3,23	Vérifiée
6	3,0913	2,8833	12,3652	11,5332	2,0608	2,1836	3,23	Vérifiée
5	2,5761	2,3374	10,3044	9,3496	2,1024	2,1468	3,23	Vérifiée
4	2,0505	1,8007	8,202	7,2028	2,1152	2,042	3,23	Vérifiée
3	1,5217	1,2902	6,0868	5,1608	2	1,8336	3,23	Vérifiée
2	1,0217	0,8318	4,0868	3,3272	1,7784	1,5404	3,23	Vérifiée
1	0,5771	0,4467	2,3084	1,7868	1,4248	1,1404	3,23	Vérifiée
RDC	0,2209	0,1616	0,8836	0,6464	0,8836	0,6464	4,08	Vérifiée

- **Vérification des conditions du facteur de comportement R [2]**

- **Justification des voiles sous charges verticales**

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 35707,257 \text{ kN}$.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 11254,773 \text{ kN}$.

$$P_{voiles} / P_{Tot} = 31,52 \% > 20\%.$$

Les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Alors on doit passer au système de contreventement constitué par des voiles porteurs avec un coefficient de comportement **R = 3,5** (modèle final).

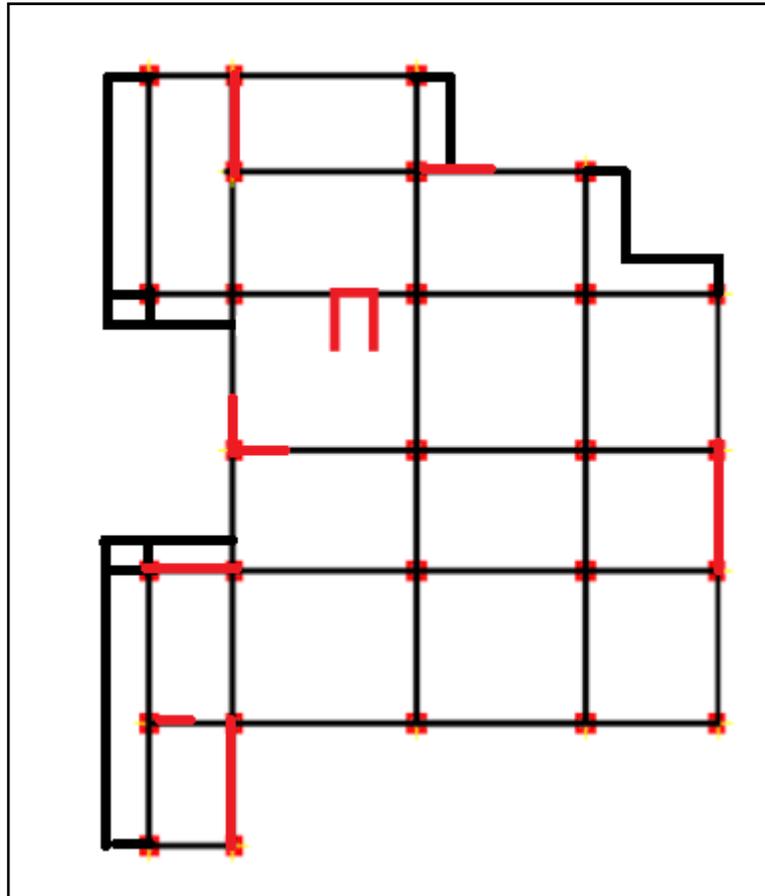
❖ **Modèle final**

Figure IV.5 : Vue en plan du modèle final.

1. Caractéristiques dynamique propres du modèle final

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,96$ sec
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **17^{ème}** mode.

Tableau IV.11 : Participation massique du modèle final.

Modes	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,962394	0,69691	0,01643	0,000001321	0,69691	0,01643	0,000001321
2	0,855596	0,01857	0,67679	0,00001264	0,71548	0,69322	0,00001396
3	0,819689	0,00726	0,00195	0,00001177	0,72274	0,69516	0,00002573
4	0,285784	0,14021	0,00082	0,00001066	0,86295	0,69599	0,00003639
5	0,253224	0,0004	0,03758	0,000002242	0,86335	0,73356	0,00003863
6	0,23663	0,00094	0,00015	0,00001227	0,86429	0,73371	0,0000509
7	0,227091	0,01664	0,00165	0,000003736	0,88093	0,73536	0,00005464
8	0,214746	0,00376	0,01016	1,708E-07	0,88469	0,74553	0,00005481
9	0,204238	0,00029	0,13181	0,00008961	0,88497	0,87734	0,00014
10	0,125859	0,05217	0,00021	0,00014	0,93714	0,87754	0,00028
11	0,108248	0,00003427	0,00004178	0,17294	0,93717	0,87759	0,17323
12	0,103121	0,00004875	0,000000581	0,1072	0,93722	0,87759	0,28043
13	0,100373	0,000003054	0,000007315	0,02122	0,93723	0,87759	0,30164
14	0,099212	0,00007373	0,00024	0,000005671	0,9373	0,87783	0,30165
15	0,093724	0,00001839	0,00002819	0,04464	0,93732	0,87786	0,34629
16	0,091692	0,00022	0,01937	0,00439	0,93754	0,89723	0,35068
17	0,090613	2,916E-07	0,03529	0,00164	0,93754	0,93252	0,35232

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

2. Résultantes des forces sismiques

D'après le fichier des résultats de **sap 2000** on a :

$$T_{analytique} \geq 1,3 \times T_{emperique} \longrightarrow (T_x = 0,79 \text{ s}, T_y = 0,70 \text{ s})$$

$$W = 35707,257 \text{ kN} \begin{cases} \rightarrow V^x = 4749,065 \text{ kN} \\ \rightarrow V^y = 5141,845 \text{ kN} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 3799,252 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 4113,476 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 4325,307 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 4529,785 \text{ kN} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 4325,307 \text{ kN} > 0,8 V_x = 3799,252 \text{ kN} \\ V_t^y = 4529,785 \text{ kN} > 0,8 V_y = 4113,476 \text{ kN} \end{cases}$$

Le rapport $\left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 0,88 \Rightarrow r_x = 1 \right.$; Le rapport $\left. \left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0,91 \Rightarrow r_y = 1 \right. \right.$

3. Vérification des déplacements inter étage

Tableau IV.12 : Vérification des déplacements inter étages du modèle final.

Niveaux	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
8	5,8994	4,5911	20,6479	16,0688	2,5231	2,1854	3,23	Vérifiée
7	5,1785	3,9667	18,12475	13,8834	2,6778	2,2438	3,23	Vérifiée
6	4,4134	3,3256	15,4469	11,6396	2,7475	2,2442	3,23	Vérifiée
5	3,6284	2,6844	12,6994	9,3954	2,7373	2,1850	3,23	Vérifiée
4	2,8463	2,0601	9,96205	7,21035	2,6792	2,0664	3,23	Vérifiée
3	2,0808	1,4697	7,2828	5,14395	2,4608	1,8403	3,23	Vérifiée
2	1,3777	0,9439	4,82195	3,30365	2,1339	1,5340	3,23	Vérifiée
1	0,768	0,5056	2,688	1,7696	1,6691	1,1287	3,23	Vérifiée
RDC	0,2911	0,1831	1,01885	0,64085	1,0188	0,6408	4,08	Vérifiée

- **Vérification des conditions du facteur de comportement R [2]**

- **Justification des voiles sous charges verticales**

Remarque : on a changé le coefficient de comportement (R), sans changement des dimensions de système de contreventement ni de rigidité, donc il n'y aura pas un changement de poids.

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 35707,257$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 11254,773$ kN.

$P_{voiles}/P_{Tot} = 31,52\% > 20\%$.

• **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) [2]**

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

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \quad [2]$$

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'

Tableau IV.13 : Vérification l'effet p-Δ inter étages du modèle final.

NIV	Vx (kN)	Vy (kN)	Pk (kN)	Δx(m)	Δy(m)	Hk(m)	θx	θy	observation
8	1150,591	1239,475	4156,274	0,025	0,022	3,23	0,028	0,023	vérifiée
7	1905,153	2063,494	8167,169	0,027	0,022	3,23	0,036	0,027	vérifiée
6	2447,046	2657,353	12090,379	0,027	0,022	3,23	0,041	0,031	vérifiée
5	2992,797	3197,524	16053,581	0,027	0,022	3,23	0,045	0,034	vérifiée
4	3317,742	3642,851	20207,494	0,027	0,021	3,23	0,051	0,036	vérifiée
3	3608,092	3983,797	24321,842	0,025	0,018	3,23	0,038	0,034	vérifiée
2	4006,107	4281,857	28589,256	0,021	0,015	3,23	0,033	0,031	vérifiée
1	4251,474	4457,062	32073,111	0,017	0,011	3,23	0,040	0,025	vérifiée
RDC	4326,107	4527,861	35707,260	0,010	0,006	4,08	0,020	0,012	vérifiée

Vu les résultats obtenus les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ est satisfaites, d'où les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés .

Conclusion : étant donné que les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure ($R = 3,5$) est justifié.

Référence

- [1] DTU Règles BAEL 91 révisées 99 règle de calcul DTU P 18-702. février 2000
- [2] "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003",C.G.S.
- [3] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2 2.
- [4] Rafik Taleb et Brahim EL Djouzi "méthode universelle pour le dimensionnement des voiles de contreventement en B.A "