



UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA1
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

MÉMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL
Spécialité : Matériaux en génie civil

**Etude d'un bâtiment multi-usage en RDC+17+3SS ayant un
contreventement mixte en béton armé.**

Réalisé par:
Taibi Hadjer.

Encadrée par:

- ❖ **Dr. BOUKRI Mehdi** – Maître de Recherche A
Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS),
Alger.
- ❖ **Dr. BENSALAH Mohamed Draid** – Maître de Conférences B
Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique (ENSH), Blida.

Devant le jury composé de :

Président: BERBAR.
Examineur: KERBOUA.

Blida1, novembre 2021

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة مضادة للزلازل لمبنى متعدد الإستخدامات يتألف من طابق أرضي +17 طوابق + 3 طوابق تحت أرض. المبنى يتم إنجازه بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية 3 حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA 99 version 2003). إن إستقرار البناية مضمونة بواسطة الروافد، الأعمدة و الجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة. تحديد الأبعاد و تسليح كل العناصر المقاومة للبناية صممت طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (BAEL91 modifié 99 ; RPA99 version 2003 ; CBA93). الدراسة الحركية للبناية تمت بواسطة برنامج ألي (ETABS.V18.2). تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة و الروافد) تمت بواسطة برنامج ألي SOCOTEC أما تسليح الجدران الخرسانية المسلحة تم يدويا . نظام البنية التحتية لهذه البناية هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس).

الكلمات المفتاحية

الأعمدة و الروافد، SOCOTEC، CBA99، RPA99 version 2003 ; BAEL91 modifié 99 ; ETABS.V18.2

Résumé

L'objectif de notre travail consiste à réaliser une étude parasismique d'un bâtiment multifonctionnel composé de R+17 étages avec 3 sous-sol qui sera implanté dans la wilaya d'Alger, classée en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

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

L'étude et le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles de construction en vigueur, à savoir (BAEL91 modifié 99 ; RPA99 version 2003 ; CBA93).

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ETABS.V18.2).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été calculé par le logiciel de ferrailage SOCOTEC, par contre celui des voiles a été calculé manuellement.

La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

Mots clés : SOCOTEC;BAEL91 modifié 99 ; RPA99 version 2003 ; CBA93; ETABS.V18.2 ,poteaux, poutres.

Abstract

The present work consists on the seismic study of a multifunctional building composed of ground floor + 17 floors with 3 basements which will be located in the Wilaya of Algiers, classified in zone III according to the Algerian earthquake resistant code (RPA 99 2003 version). The stability of the structure is ensured by beams, columns and shear walls.

The study and calculation of dimensions and reinforcement of all the resistant elements comply with the current building codes used in Algeria, namely (BAEL91 modified 99; RPA99 version 2003; CBA93). The dynamic analysis of this project is established by the software (ETABS.V18.2).

Reinforcement of structural elements (columns, beams) was done by the **SOCOTEC software**, while that of shear walls element is calculated manually. The foundation system is consisted by ribbed raft foundation.

Key words:

structure for multi-use; BAEL91 modified 99; RPA99 version 2003; CBA93; SOCOTEC ; ETABS.V18.2 ; columns ; beams.

Remerciements

Tout d'abord, Merci Allah de me donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve et la volonté et la patience de mener à terme le présent travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon promoteur Dr. BOUKRI Mehdi et mon Co-promoteur Dr. BENSALAH Mohamed Draidid pour leurs soutien, leurs conseils judicieux et leur grande générosité lors de l'élaboration de ce projet.

Je tiens aussi à exprimer ma reconnaissance aux membres du jury Pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

*Sans oublier de remercier mes chers parents, qui ont toujours prié pour nous, qui n'ont pas cessé de m'encourager, de me soutenir et qui ont fait de ce que je sommes aujourd'hui
Et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.*

Dédicace

Ce qui reste à la fin d'un long voyage qui aboutit à un but ce n'est pas le gout amer des épreuves traversées mais la satisfaction que procure le sentiment de réussite, de l'accomplissement de l'objectif qui était de réaliser ce modeste travail que je dédie

A Ma chère mère, mon cher père, sans eux, Je n'aurais pas abouti à ce stade d'études, que Dieu m'aide à les honorer, les servir et les combler, que Dieu les garde en bonne santé.

A mon cher frère Ayoub.

A toute ma famille.

A tous les enseignants du département de génie civil de Blida.

A tous mes amies, en particulier Nesrine , Sabrine, Meriame , Hayat, Amina, Fethi et Mohamed .

A toute la promotion 2021

A toute personne qui m'a soutenu.

Liste Des Symboles

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.

φ : Angle de frottement.

C : Cohésion.

\bar{q} : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation.

σ_c : Contrainte de consolidation.

C_c : Coefficient de compression.

C_s : Coefficient de sur consolidation.

K_t : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimale.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_t : Coefficient de topographie.

C_d : Coefficient dynamique.

C_e : Coefficient d'exposition.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.

C_p : Coefficient de pression nette.

q_{dyn} : Pression dynamique.

$q_{réf}$: Pression dynamique de référence.

q_j : Pression dû au vent.

F_{fr} : Force de frottement.

R : Force résultante.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

Liste Des Symboles

σ_{sol} : Contrainte du sol.
 σ_m : Contrainte moyenne.
 G : Charge permanente.
 ξ : Déformation relative.
 V_0 : Effort tranchant a la base.
 $E.L.U$: Etat limite ultime.
 $E.L.S$: Etat limite service.
 N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
 N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
 T_u : Effort tranchant ultime.
 T : Effort tranchant, Période.
 S_t : Espacement.
 λ : Elancement.
 e : Epaisseur, Indice des vides.
 N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
 F : Force concentrée.
 f : Flèche.
 \bar{f} : Flèche admissible.
 D : Fiche d'ancrage.
 L : Longueur ou portée.
 L_f : Longueur de flambement.
 I_p : Indice de plasticité.
 I_c : Indice de consistance.
 W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
 S_r : Degré de saturation.
 γ_d : Poids volumique sèche.
 γ_h : Poids volumique humide.
 γ_{sat} : Poids volumique saturé.
 W_{sat} : Teneur en eau saturé.
 W_L : Limite de liquidité.
 W_p : Limite de plasticité.
 d : Hauteur utile.
 F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 M_u : Moment à l'état limite ultime.
 M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
 M_t : Moment en travée.
 M_a : Moment sur appuis.
 M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
 I : Moment d'inertie.
 f_i : Flèche due aux charges instantanées.
 f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

Liste Des Symboles

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

P : Rayon moyen.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

K : Coefficient de raideur de sol.

S_c : Tassement œnométrique.

S_c^T : Tassement total.

S_c^{adm} : Tassement admissible.

δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

Y : Position de l'axe neutre.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

Sommaire

ملخص.....	I
Résumé.....	I
Abstract	II
Remerciements.....	III
Dédicace.....	IV
Liste Des Symboles	V
Sommaire.....	VI
liste des tableaux	X
Liste des Figures	XIV
Introduction Générale.....	1
les plans.....	1
1 INTRODUCTION ET PRESENTATION DE L'OUVRAGE	1
1.1 Introduction.....	2
1.2 Présentation de l'ouvrage.....	2
1.2.1 Caractéristiques Géométriques du bâtiment.....	2
1.2.2 Ossature	2
1.2.3 Classification du Bâtiment selon (<i>RPA 99 version 2003</i>) [RPA, 2003].....	3
1.2.4 Planchers.....	3
1.2.5 Escaliers.....	3
1.2.6 Maçonnerie	3
1.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	3
1.3.1 Béton.....	3
1.3.2 Aciers.....	7
1.4 Hypothèses de calcul	8
2 PREDIMENSIONNEMENT	22
2.1 Introduction.....	9
2.2 Pré-dimensionnement des dalles.....	9
2.2.1 Plancher corps creux :.....	9
2.2.2 Plancher en dalle pleine :.....	9
2.3 Evaluation des charges [DTR BC.2.32, 92].....	10
2.3.1 Plancher Terrasse.....	10
2.3.2 Plancher corps creux.....	11
2.3.3 Plancher dalle pleine.....	12
2.3.4 Balcons	12
2.3.5 Maçonnerie	13
2.4 Pré-dimensionnement	13
2.4.1 Les Portiques	13
2.4.2 Les voiles.....	25
3 CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES	22
3.1 Acrotère	26
3.1.1 Introduction:	26
3.1.2 Evaluation des Charges:	26
3.1.3 Calcul des Efforts:	27

sommaire

3.1.4	Ferraillage de L'acrotère:	27
3.1.5	Vérification de la Section d'Acier Selon « <i>BAEL 91 MODIFIÉ 99</i> » [BAEL,99]: 28	
3.1.6	Armatures de Répartitions:	29
3.1.7	Vérification à L'ELS:	29
3.1.8	Vérification de l'Effort Tranchant [BAEL,99]:.....	31
3.2	Plancher en corps creux	31
3.2.1	Etude des Poutrelles:	32
3.2.2	Calcul du Ferraillage:	37
3.2.3	Vérifications:	38
3.3	Plancher en dalle pleine	45
3.3.1	Evaluation des Charges:	45
3.3.2	Calcul des Moments:	45
3.3.3	Ferraillage de la Dalle:	46
3.3.4	Condition de Non Fragilité [DAV,96]:.....	46
3.3.5	Calcul des Armatures Transversales [DAV,96]:	47
3.3.6	Vérification à L'ELS:	47
3.3.7	Evaluation des Charges:	49
3.3.8	Calcul des Moments:	49
3.3.9	Ferraillage de la Dalle:	49
3.3.10	Condition de Non Fragilité [DAV,96]:.....	50
3.3.11	Calcul des Armatures Transversales [DAV,96]:	51
3.3.12	Vérification à L'ELS:	51
3.4	Etude de la dalle machine	53
3.4.1	Pré dimensionnement :	53
3.4.2	Détermination des Charges Et Surcharges:	53
3.4.3	Combinaison des Charges:	53
3.4.4	Calcul des Efforts [BAEL,99]:	53
3.4.5	Ferraillage de la Dalle:	54
3.4.6	Vérification à L'ELS:	55
3.5	Balcons.....	58
3.5.1	Introduction:	58
3.5.2	Balcon Type "I" (exemple de calcul):	58
3.6	Escalier.....	62
3.6.1	Introduction:	62
3.6.2	Définition des Eléments d'un Escalier:	62
3.6.3	Evaluation des Charges [DTR2.2,88]:.....	63
3.6.4	Etude des escaliers:.....	64
4	<u>ETUDE DYNAMIQUE</u>	29
4.1	Introduction.....	83
4.2	Objectif de l'étude sismique	83
4.3	Modélisation	83
4.3.1	Modélisation Mathématique par Elément Finis:	83
4.3.2	Détermination des Fréquences et Modes Propres:	84
4.3.3	Décomposition Modale des Equations de Mouvement [PFE, 05]:	85
4.3.4	Détermination de la Réponse Physique:.....	87
4.4	Choix de la méthode de calcul	88
4.5	Calcul des forces sismiques a la base par la méthode statique équivalente.....	89
4.6	Modélisation de la structure avec l'utilisation de la méthode modale spectrale	92

sommaire

4.6.1	Principe:.....	92
4.6.2	Modélisation de la structure:	92
4.6.3	Description du logiciel ETABS:.....	92
4.6.4	Modélisation des éléments structuraux:	93
4.6.5	Modélisation de la masse:	93
4.6.6	Spectre de Réponse [RPA,03]:	93
4.6.7	Nombre de mode a considérer:.....	94
4.6.8	Effet de la torsion accidentelle:	94
4.7	Analyse de la structure.....	95
4.7.1	Caractéristique géométriques et massiques de la structure:	98
4.7.2	Caractéristique géométriques et massiques de la structure:	103
4.8	JUSTIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT	105
4.9	Résultats de l'analyse dynamique.....	106
4.9.1	Vérification avec le RPA 99 Version 2003 [RPA ,03]:.....	107
4.10	Justification de l'effort normal réduit.....	108
4.10.1	JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET $P-\Delta$:.....	109
4.11	Conclusion.....	110
5	<u>ETUDE AU VENT</u>	105
5.1	Introduction.....	111
5.2	Principe de calcul.....	111
5.3	Application du règlement neige et vent 99 [RNV,99]	111
5.3.1	Présentation Générale:.....	112
5.3.2	Détermination du Coefficient Dynamique C_d :	112
5.3.3	Détermination de la Pression Dynamique ' q_{dyn} ':.....	113
5.3.4	Détermination des Coefficients de Pression :.....	114
5.3.5	Détermination Des Coefficients De Pression Nette C_p :	117
5.3.6	Calcul des Pressions q_j :	117
5.3.7	Force de Frottement:.....	117
5.3.8	Force Résultante " R ":	117
5.3.9	Excentricité de la Force Globale Horizontale:	118
5.4	Conclusion	118
6	<u>FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS</u>	136
6.1	Introduction.....	119
6.2	Ferraillage des poteaux	119
6.2.1	Introduction:	119
6.2.2	Combinaisons d'Actions:	120
6.2.3	Recommandation Selon <i>RPA99 VERSION 2003</i> [RPA, 03]:.....	120
6.2.4	Présentation des Résultats:	120
6.2.5	Choix des Armatures:	123
6.2.6	Vis a Vis de l'Etat Limite de Service:	123
6.2.7	Vérification de l'Effort Tranchant:.....	125
6.2.8	Longueur de Recouvrement:	128
6.2.9	FERRAILLAGE DES POTEAUX DE SOUS SOL:	128
6.3	FERRAILLAGE DES POUTRES	131
6.3.1	Introduction:	131
6.3.2	Recommandation du RPA99 VERSION 2003 [RPA,03]:	131
6.3.3	Calcul du Ferraillage:	131
6.3.4	Choix des Armatures	135
6.3.5	Condition de Non Fragilité.....	136

sommaire

6.3.6	Vérification Vis a Vis de L'ELS	137
6.3.7	Vérification de l'Effort Tranchant :	138
6.3.8	Recouvrement des Armatures Longitudinales.....	140
6.3.9	Vérification de L'influence de l'Effort Tranchant au Voisinage des Appuis... 141	
6.3.10	Arrêt des Barres [BAEL,99].....	143
6.4	Ferraillage des voiles	145
6.4.1	Généralités :	145
6.4.2	Introduction au Ferraillage des Voiles:	146
6.4.3	Justifications Sous Sollicitations Normales [DAV,95]:	147
6.4.4	Procédure de Ferraillage des Trumeaux	150
6.4.5	Ferraillage des voiles de la superstructure.....	154
6.4.6	Ferraillage des linteaux.....	181
7	<u>ETUDE DU SOL ET CALCUL DES FONDATIONS.....</u>	<u>146</u>
7.1	ETUDE DU SOL	191
7.1.1	Introduction:	191
7.1.2	Caractéristique du Site:.....	191
7.1.3	Compagne d'Investigation:	191
7.2	Conclusion :	197
7.3	ETUDE DES FONDATIONS	198
7.3.1	Introduction:	198
7.3.2	Calcul des fondations:	199
7.3.3	Radier général:.....	203
7.3.4	Caractéristiques Géométriques du Radier:	204
7.3.5	Vérification de la Stabilité au renversement du Radier:.....	205
7.3.6	Calcul et Vérification des Contraintes:.....	206
7.3.7	Ferraillage du Radier:	207
7.4	ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE	212
7.5	INTRODUCTION:	212
7.6	ÉVALUATION DES CHARGES:	212
7.7	EFFORT DANS LA DALLE:	213
7.8	CALCUL DU FERRAILLAGE:	214
7.9	CONDITION DE NON FRAGILITÉ:.....	214
7.10	VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT	214
	<u>Conclusion Générale</u>	<u>217</u>
	<u>ORGANIGRAMME -I-</u>	<u>XV</u>
	<u>ORGANIGRAMME -II-</u>	<u>XVI</u>
	<u>ORGANIGRAMME -III-</u>	<u>XVII</u>
	<u>ORGANIGRAMME-IV-</u>	<u>XVIII</u>
	<u>REFERENCES</u>	<u>XVIII</u>

liste des tableaux

Tableau 2.1 Choix des poutres.	17
Tableau 2.2 Dégression des surcharges.	18
Tableau 2.3 Choix des sections des poteaux centraux.	21
Tableau 2.4 Choix des sections des poteaux de rives.	22
Tableau 2.5 Choix des sections des poteaux d'angles.	23
Tableau 2.6 Choix des poteaux.	24
Tableau 3.1 Tableau récapitulatif des efforts.	36
Tableau 3.2 Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.	37
Tableau 3.3 Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.	38
Tableau 3.4 Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.	40
Tableau 3.5 Tableau Récapitulatif du calcul de la flèche.	41
Tableau 3.6 Ferrailage de la dalle pleine.	46
Tableau 3.7 Vérification des contraintes à l'ELS.	48
Tableau 3.8 Ferrailage de la dalle pleine.	50
Tableau 3.9 Vérification des contraintes à l'ELS.	51
Tableau 3.10 Tableau récapitulatif dus ferrailage en travée (sens Lx).	54
Tableau 3.11 Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Ly).	54
Tableau 3.12 Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.	55
Tableau 3.13 Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.	56
Tableau 3.14 Ferrailage du balcon.	59
Tableau 3.15 Vérification des contraintes du balcon.	60
Tableau 3.16 Evaluation des Charges.	63
Tableau 3.17 Charge à l'ELU et l'ELS.	64
Tableau 3.18 Sollicitation à l'ELU et l'ELS escalier du type 1.a.	65
Tableau 3.19 calcul des armatures de l'escalier.	65
Tableau 3.20 Vérification à l'ELS.	67
Tableau 3.21 Vérification de la flèche de l'escalier.	68
Tableau 3.22 calcul des armatures de la poutre palière.	68
Tableau 3.23 Vérification à l'ELS.	69
Tableau 3.24 Charge à l'ELU et l'ELS.	71
Tableau 3.25 Sollicitation à l'ELU et l'ELS escalier du type 1.b.	71
Tableau 3.26 calcul des armatures de l'escalier.	71
Tableau 3.27 Vérification à l'ELS.	73
Tableau 3.28 Vérification de la flèche de l'escalier.	74
Tableau 3.29 calcule des armature de la poutre palière.	74
Tableau 3.30 Vérification à l'ELS.	75
Tableau 3.31 Charge à l'ELU et l'ELS.	77
Tableau 3.32 Sollicitation à l'ELU et l'ELS escalier du type 1.a.	77
Tableau 3.33 calcul des armateurs de l'escalier.	78
Tableau 3.34 Vérification à l'ELS.	79
Tableau 3.35 Vérification de la flèche de l'escalier.	80
Tableau 3.36 calcul des armatures de la poutre palière.	80
Tableau 3.37 Vérification à l'ELS.	81
Tableau 4.1 Valeurs des pénalités Pq.	91
Tableau 4.2 Période et facteurs de participation massique du modèle.	98

liste des tableaux

Tableau 4.3 Période et facteurs de participation massique du modèle	103
Tableau 4.4 Vérification des déplacements inter étages.	105
Tableau 4.5 Vérification de l'effort normal réduit.....	106
Tableau 4.6 Période et facteurs de participation massique du modèle.	106
Tableau 4.7 Vérification des déplacements inter étages.	108
Tableau 4.8 Vérification de l'effort normal réduit.....	109
Tableau 4.9 Calcul de θ_x et θ_y	110
Tableau 5.1 Valeurs de la pression dynamique.	114
Tableau 5.2 Détermination de la résultante du vent agissant sur le bâtiment.....	118
Tableau 6.1 Calcul des contraintes.	119
Tableau 6.2 Ferrailages des poteaux (N_{max}, M_{corr}).....	121
Tableau 6.3 Ferrailages des poteaux en situation durable (M^{max}, N^{corr}).	121
Tableau 6.4 Ferrailages des poteaux en situation accidentelle1 (N^{max}, M^{corr}).....	121
Tableau 6.5 Ferrailages des poteaux en situation accidentelle1 (M^{max}, N^{corr}).....	122
Tableau 6.6 Ferrailages des poteaux en situation accidentelle2 (N^{max}, M^{corr}).....	122
Tableau 6.7 Ferrailages des poteaux en situation accidentelle2 (M^{max}, N^{corr}).....	122
Tableau 6.8 Ferrailages des poteaux en situation accidentelle2 (M^{max}, N^{corr}).....	123
Tableau 6.9 Choix des armatures des poteaux.	123
Tableau 6.10 Vérification des contraintes pour les poteaux.....	124
Tableau 6.11 Vérification des contraintes pour les poteaux.....	124
Tableau 6.12 Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	126
Tableau 6.13 Espacements maximales selon RPA99 version 2003.	127
Tableau 6.14 Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	128
Tableau 6.15 Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure.	129
Tableau 6.16 Ferrailage des poutres principales (Situation durable).	132
Tableau 6.17 Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle).	132
Tableau 6.18 Ferrailage des poutres secondaires (Situation durable).	133
Tableau 6.19 Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle).	133
Tableau 6.20 Ferrailage des poutres intermédiaire (Situation durable).....	134
Tableau 6.21 Ferrailage des poutres intermédiaire (situation accidentelle).....	134
Tableau 6.22 Choix des armatures pour les poutres principales.	135
Tableau 6.23 Choix des armatures pour les poutres secondaires	135
Tableau 6.24 Choix des armatures pour les poutres de chaînage.....	136
Tableau 6.25 Vérification des poutres principales à l'ELS.	137
Tableau 6.26 Vérification des poutres secondaires à l'ELS.	138
Tableau 6.27 Vérification des poutres de chaînage à l'ELS.	138
Tableau 6.28 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres porteuses.	139
Tableau 6.29 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.....	139
Tableau 6.30 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres de chaînage	139
Tableau 6.31 Calcul des armatures transversales.	140
Tableau 6.32 Vérification de la section d'armatures.....	141
Tableau 6.33 Vérification de la compression de l'aire d'appui.....	142
Tableau 6.34 Vérification dans les appuis de rives.....	142
Tableau 6.35 Valeurs de (I_f / I).	147
Tableau 6.36 Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$	148
Tableau 6.37 Aciers verticaux et horizontaux.	149
Tableau 6.38 Aciers transversaux.	150
Tableau 6.39 Aciers supplémentaires.	152
Tableau 6.40 Les Aciers verticaux (V_{x1}).....	155
Tableau 6.41 les sections d'armatures adoptées et les espacements (V_{x1}).....	155

liste des tableaux

Tableau 6.42 Les Aciers horizontaux (Vx1).....	155
Tableau 6.43 Les Aciers verticaux (Vx2).....	156
Tableau 6.44 les sections d'armatures adoptées et les espacements (Vx2).....	156
Tableau 6.45 Les Aciers horizontaux (Vx2).....	157
Tableau 6.46 Les Aciers verticaux (Vx3).....	158
Tableau 6.47 les sections d'armatures adoptées et les espacements (Vx3).....	158
Tableau 6.48 Les Aciers horizontaux (Vx3).....	159
Tableau 6.49 Les Aciers verticaux (Vx4, Vx7).....	160
Tableau 6.50 les sections d'armatures adoptées et les espacements (Vx4, Vx7).....	160
Tableau 6.51 Les Aciers horizontaux (Vx4, Vx7).....	161
Tableau 6.52 Les Aciers verticaux (Vx5).....	162
Tableau 6.53 les sections d'armatures adoptées et les espacements (Vx5).....	162
Tableau 6.54 Les Aciers horizontaux (Vx5).....	163
Tableau 6.55 Les Aciers verticaux (Vx6).....	164
Tableau 6.56 les sections d'armatures adoptées et les espacements (Vx6).....	164
Tableau 6.57 Les Aciers horizontaux (Vx6).....	165
Tableau 6.58 Les Aciers verticaux (Vx8).....	165
Tableau 6.59 les sections d'armatures adoptées et les espacements (Vx8).....	165
Tableau 6.60 Les Aciers horizontaux (Vx8).....	166
Tableau 6.61 Les Aciers verticaux (Vy1).....	167
Tableau 6.62 les sections d'armatures adoptées et les espacements (Vy1).....	168
Tableau 6.63 Les Aciers horizontaux (Vy1).....	168
Tableau 6.64 Les Aciers verticaux (Vy2, Vy5).....	169
Tableau 6.65 les sections d'armatures adoptées et les espacements (Vy2, Vy5).....	169
Tableau 6.66 Les Aciers horizontaux (Vy2, Vy5).....	169
Tableau 6.67 Les Aciers verticaux (Vy3, Vy7).....	170
Tableau 6.68 les sections d'armatures adoptées et les espacements (Vy3, Vy7).....	170
Tableau 6.69 Les Aciers horizontaux (Vy3, Vy7).....	171
Tableau 6.70 Les Aciers verticaux (Vy4, Vy6).....	172
Tableau 6.71 les sections d'armatures adoptées et les espacements (Vy4, Vy6).....	172
Tableau 6.72 Les Aciers horizontaux (Vy4, Vy6).....	173
Tableau 6.73 Les Aciers verticaux (Vy8).....	174
Tableau 6.74 les sections d'armatures adoptées et les espacements (Vy8).....	175
Tableau 6.75 Les Aciers horizontaux (Vy8).....	175
Tableau 6.76 Les Aciers verticaux (Vy9, Vy10).....	176
Tableau 6.77 les sections d'armatures adoptées et les espacements (Vy9, Vy10).....	177
Tableau 6.78 Les Aciers horizontaux (Vy9, Vy10).....	177
Tableau 6.79 les sections d'armatures adoptées de L1.....	184
Tableau 6.80 les sections d'armatures adoptées L2.....	185
Tableau 6.81 les sections d'armatures adoptées de L3.....	186
Tableau 6.82 les sections d'armatures adoptées de L4.....	187
Tableau 6.83 les sections d'armatures adoptées de T1.....	188
Tableau 7.1 Coupe lithologique des sondages carotté SC1.....	192
Tableau 7.2 Liste des essais de laboratoire réalisés.....	194
Tableau 7.3 Teneur en eau et poids volumique.....	194
Tableau 7.4 Classification des sols du site étudié.....	195
Tableau 7.5 La compressibilité des sols du site étudié.....	195
Tableau 7.6 Résistance au cisaillement des sols du site étudié.....	196
Tableau 7.7 Portance des sols calculée à partir des essais de laboratoire.....	197
Tableau 7.8 Sections des semelles isolées.....	200

liste des tableaux

Tableau 7.9 Sections des semelles filantes.	202
Tableau 7.10 Contraintes sous le radier à l'ELU.	206
Tableau 7.11 Contraintes sous le radier à l'ELS.	207
Tableau 7.12 Calcul des moments à l'ELU.	208
Tableau 7.13 Calcul des moments à l'ELS.	208
Tableau 7.14 Ferrailage des panneaux du radier.	209
Tableau 7.15 Vérification des contraintes.	209
Tableau 7.16 Ferrailage des nervures.	210
Tableau 7.17 Vérification des contraintes.	210
Tableau 7.18 Ferrailage du voile périphérique.	214
Tableau 7.19 Vérification des contraintes à l'ELS.	215

Liste des Figures

Figure 1.1 Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.....	6
Figure 1.2 Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.	6
Figure 1.3 Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.....	7
Figure 2.1 Section réduite du poteau.	19
Figure 2.2 Schéma du voile.	25
Figure 3.1 Acrotère.....	26
Figure 3.2 sollicitations l'acrotère.	26
Figure 3.3 diagrammes des effort à l'ELU.....	27
Figure 3.4 ferrailage de l'acrotère.....	31
Figure 3.5 coupe du plancher en corps creux.	31
Figure 3.6 Disposition constructive des armatures des poutrelles.....	43
Figure 3.7 Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	44
Figure 3.8 Disposition constructive des armatures des dalles pleine du type1 (RDC & 1er étage).	48
Figure 3.9 Disposition constructive des armatures des dalles pleine du type 2 (les sous-sols).....	52
Figure 3.10 Disposition constructive des armatures des dalles machine.....	57
Figure 3.11 Disposition constructive des armatures du balcon.....	61
Figure 3.12 Escaliers droites.....	62
Figure 3.13 Schéma statique.....	62
Figure 3.14 Disposition constructive des armatures des Escaliers à deux volées.	70
Figure 3.15 Disposition constructive des armatures des Escaliers à trois volées.....	76
Figure 3.16 Disposition constructive des armatures des Escaliers quartier tournant.	82
Figure 4.1 Modèle variante 1(de RDC jusqu'à 6ème étage).....	95
Figure 4.2 Modèle variante 1 (de 7ème étage jusqu'à terrasse).....	96
Figure 4.3 mode de vibration vue en plan et Vue 3D(variante 1).	97
Figure 4.4 Modèle variante 2 (de RDC jusqu'à 6ème étage).....	100
Figure 4.5 Modèle variante 2 (de 7ème étage jusqu'à terrasse).....	101
Figure 4.6 mode de vibration vue en plan et Vue 3D (variante 2).	102
Figure 5.1 Action du vent.....	112
Figure 6.1 Ferrailage des poteaux.....	130
Figure 6.2 Ferrailage des poutres.	144
Figure 6.3 modèle générale d'un voile.	146
Figure 6.4 Voile partiellement tendue. Découpage en bande	152
Figure 6.5 Ferrailage des voiles V_{x1}	180
Figure 7.1 semelle isolé sous poteau.....	199
Figure 7.2 schéma statique du bâtiment.....	205
Figure 7.3 Ferrailage des nervures.	212

Introduction Générale

Les séismes sont des phénomènes naturels qui surgissent sans préavis. Ils causent dans la majorité des cas des pertes humaines et des dégâts matériels considérables.

Le nord algérien est classé parmi les zones dont l'activité sismique est importante. De ce fait, il est appelé aux ingénieurs de concevoir des structures (habitations, administrations, écoles, etc.) dotées d'une certaine rigidité et résistantes aux oscillations sismiques, ceci est possible en faisant une étude approfondie, un choix judicieux des matériaux des constructions, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés et de spécifier les procédures de contrôles adaptées au projet considéré au stade de la production, de la construction et de l'exploitation.

Par ailleurs, les autorités algériennes en collaboration avec les chercheurs et les professeurs du domaine ont instauré une réglementation stricte et rigoureuse rassemblée dans le RPA2003 qui définit les normes à respecter dans les constructions et dont l'objectif est de minimiser les dégâts dus principalement aux séismes ainsi qu'aux éventuels accidents et aux erreurs humaines.

Ce présent travail porte sur l'étude d'un bloc multifonctionnel en RDC+17étages+3ss en forme irrégulière (en L).

Notre manuscrit se scinde en sept chapitres :

- Le premier chapitre donne une description générale de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés.
- Nous avons consacré le deuxième chapitre au pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, voiles).
- L'étude des éléments secondaires est traitée au troisième chapitre.
- La modélisation de la structure, la détermination des modes de vibration et la recherche du meilleur comportement dynamique constituent des éléments de base de notre étude et sont détaillés au quatrième chapitre. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse d'éléments finis de la structure en trois dimensions (3D) à l'aide du logiciel de calcul ETABS ver 18.2.
- Le cinquième chapitre concerne l'étude au vent, afin de comparer l'effet des sollicitations horizontales du vent par rapport aux forces sismiques.
- L'objectif du sixième chapitre sera le calcul et la vérification du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles).
- Enfin l'étude de l'infrastructure est décrite au septième chapitre.

Les plans

***1 INTRODUCTION ET
PRESENTATION DE
L'OUVRAGE***

1.1 Introduction

Le présent travail a pour objet l'étude d'un bâtiment en forme irrégulière (en L), à usage multifonctionnel en RDC+17étages+3ss.

- Les 3 sous-sols sont réservés au parking de stationnement des voitures ;
- Le RDC est à usage commercial ;
- Une partie du 1^{er} étage est utilisée pour un usage commercial, tandis que la partie restante est réservée pour une salle de sport ;
- Les autres étages (du 2^{ème} au 17^{ème} étage) sont à usage d'habitation.

Ce bâtiment est implanté à la commune de Chéraga dans la Wilaya d'Alger. Cette région est classée en zone sismique III selon la classification établie par le règlement parasismique Algérien (*RPA 99/version 2003*).

1.2 Présentation de l'ouvrage

L'objet de notre projet est de mettre en application les connaissances acquises durant les cycles de formation de License et de Master dans ce projet de fin d'études intitulé : « *Etude d'un bâtiment multi-usagers en R+17+3SS ayant un contreventement mixte en Béton Armé* ».

1.2.1 Caractéristiques Géométriques du bâtiment

Dimensions en élévation:

- Hauteur totale du bâtiment..... 55,36 m.
- Hauteur de sous-sol 3,06m.
- Hauteur du rez-de-chaussée.....3,20 m.
- Hauteur du 1^{er} étage.....3,20 m.
- Hauteur de l'étage courant3,06 m.

Dimensions en plan:

- Longueur totale en plan32,36 m.
- Largeur totale en plan31,80 m.

1.2.2 Ossature

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude est constitué par un système de contreventement mixte, à savoir, portiques et voiles en béton armé suivant les deux sens (type 4a) selon le règlement parasismique algérien en vigueur (*RPA 99 version 2003*) [RPA, 2003].

1.2.3 Classification du Bâtiment selon (RPA 99 version 2003) [RPA, 2003].

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le « **groupe 1B** », car il est multi-usages (habitation et commercial) dont la hauteur dépasse 48 m.

1.2.4 Planchers

Vu l'utilité du bâtiment (usage d'habitation et commerciale et salle de sport ou parking de stationnement), nous avons opté pour deux types de plancher :

- Planchers en corps creux (2^{ème} étage jusqu'au 17^{ème} étage) ;
- Planchers en dalles pleines (les 3 sous-sols jusqu'au 1^{er} étage) en plus des espaces avoisinant les cages d'ascenseurs et les balcons.

1.2.5 Escaliers

La structure comporte quatre cages d'escaliers :

Deux cages allant du 3^{ème} sous-sol jusqu'au 17^{ème} étage, l'escalier est constitué de trois volées et deux paliers. Tandis que les deux autres, allant du RDC jusqu'au 1^{er} étage sont des demis tournants.

1.2.6 Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

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

1.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91 version 99) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003 et CBA93).

1.3.1 Béton

1.3.1.1 Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par un mélange dans des proportions convenables de ciment, de granulats (graviers, sable) et d'eau.

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

- ✓ une résistance mécanique élevée.
- ✓ un retrait minimum.

1.3.1.2 Résistance du béton :

a) Résistance du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « J » jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 200,96 cm² de section et de 32 cm de hauteur.

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

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

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

Pour notre étude on a : $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$.

b) Résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
- Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
- Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

La résistance à la traction est notée par « f_{ij} », elle est définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (MPa)$$

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa, on trouve } f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$$

1.3.1.3 Module de déformation longitudinale :

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

a) **Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :**

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \zeta$) d'un test de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel [CBA,93].

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{W3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : \text{en MPa})$$

b) **Module d'élasticité différé « E_{vj} » :**

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \zeta$) d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire [CBA,93].

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{W3}$$

Pour notre cas :

$$f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 35981,73MPa \\ E_{vj} = 12102,95MPa \end{cases}$$

1.3.1.4 Coefficient de poisson :

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

$$\nu = \frac{\Delta L}{L}$$

E.L.U : $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré)

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

1.3.1.5 Poids volumique :

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

1.3.1.6 Les contraintes limites de calcul :

a) **Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):**

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bu} = 19,83MPa$

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 25,87MPa$

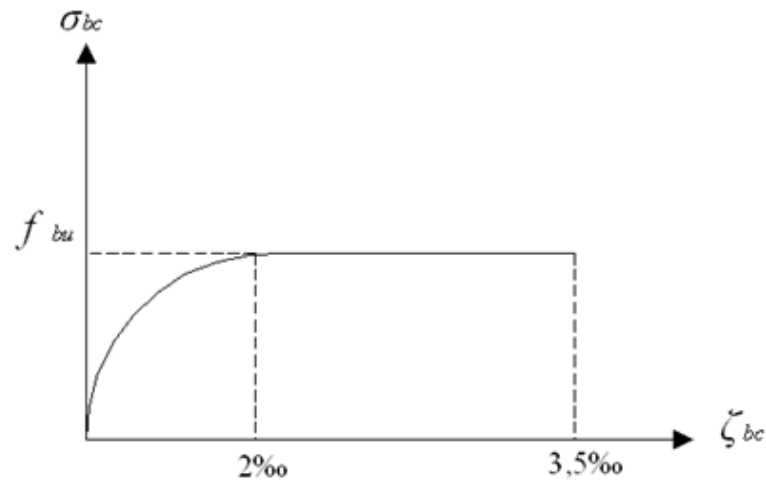


Figure 1.1 Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.

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

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

L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton

L'état limite de service d'ouverture des fissures.

L'état limite de service de déformation.

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

$$f_{c28} = 35MPa \text{ on trouve : } \sigma_{bc} = 21MPa$$

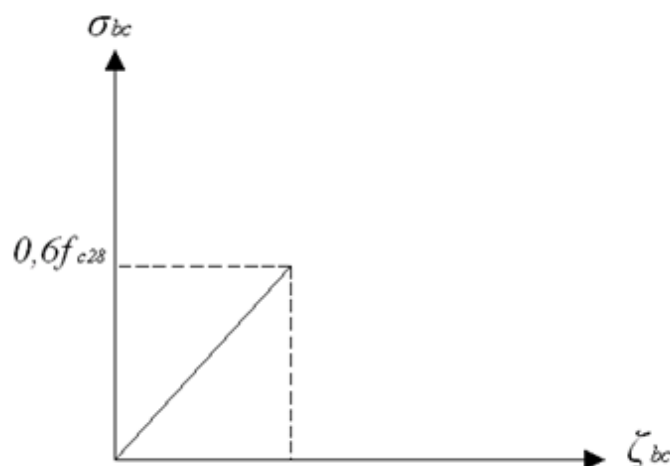


Figure 1.2 Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.

1.3.2 Aciers

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction. Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Barres à haute adhérences (HA) : $FeE50$
- Treillis soudés (TS) : $TLE52 \varnothing=6 \text{ mm}$ pour les dalles.

1.3.2.1 Les limites élastiques :

- Barres à haute adhérence (HA) : $f_e = 500 \text{ MPa}$.
- Treillis soudés (TS) : $f_e = 520 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité des aciers :

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

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

1.3.2.2 Les contraintes limites de calcul :

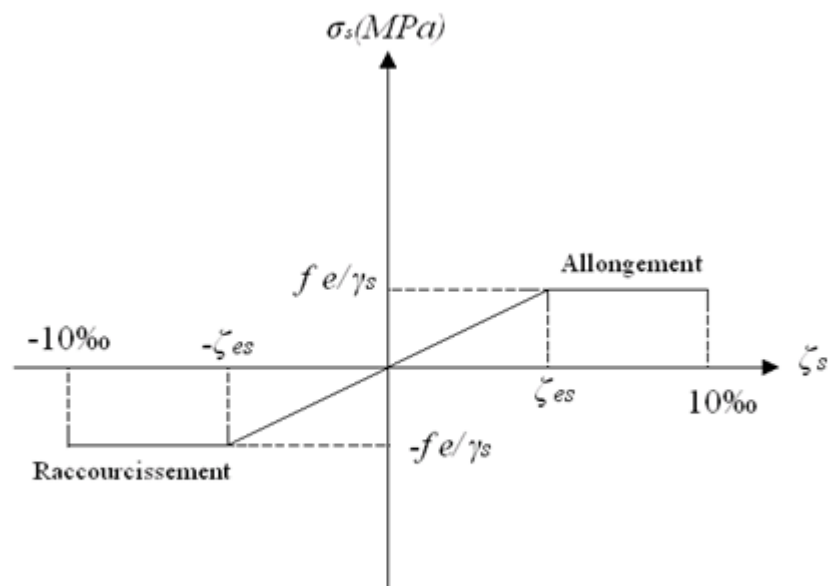


Figure 1.3 Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.

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

f_e : Contrainte limite élastique.

$$\zeta_s : \text{Déformation (allongement) relative de l'acier} \rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L} \quad \zeta_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

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

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

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

Pour les aciers FeE50 on a : $\zeta_{es} = \frac{500}{1,15 \times 2.10^5} = 2,17\%$

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

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

- Fissuration peu nuisible..... Pas de limite (BAEL, 99)
- Fissuration Préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0.5 f_e, 110\sqrt{n} f_{tj})\right)$ (BAEL, 99)
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 0.8\xi$ (BAEL, 99)

η : Coefficient de fissuration

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

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

1.3.2.3 Le coefficient d'équivalence :

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

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

1.4 Hypothèses de calcul

Le calcul béton armé est basé sur les hypothèses suivantes:

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

2 PREDIMENSIONNEMENT

2.1 Introduction

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

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage le pré dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes subséquents.

A cet effet, on utilise les règlements en vigueur, notamment le BAEL 91 version 99, CBA 93 ainsi que les « *RPA99 version 2003* ».

2.2 Pré-dimensionnement des dalles

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, qui reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.

2.2.1 Plancher corps creux :

$$\text{On a : } \frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad [\text{HEN, 99}]$$

Avec :

e : Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L : La distance maximale de la poutre $L_{\max} = 4,6m \Rightarrow 18,4cm \leq e \leq 23cm$

On opte donc pour un plancher en : (16+5) cm.

2.2.2 Plancher en dalle pleine :

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

a. Résistance au feu

$e = 07cm$ pour une heure de coupe de feu;

$e = 11cm$ pour deux heures de coupe de feu;

$e = 15cm$ pour deux heures de coupe de feu.

D'où : $e = 15cm$

b. Isolation phonique

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 13cm ; On adopte une épaisseur de : $e = 16cm$.

c. Résistance à la flexion

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

Dalle reposant sur deux appuis : $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$

L_x étant la plus petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dans notre cas les dalles reposant sur 4 appuis ont une portée L_x égale à 3,10m.

On aura donc : $(4,60/50) \text{ m} \leq e \leq (4,60/40) \text{ m}$

Soit : $9,2\text{cm} \leq e \leq 11,5\text{cm}$ Donc : On prend $e = 11\text{cm}$

Nous retenons donc comme épaisseur des dalles $e = 16\text{cm}$.

2.3 Evaluation des charges [DTR BC.2.32, 92]

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

Notre structure présente plusieurs types de planchers :

- Plancher terrasse inaccessible en corps creux ;
- Plancher terrasse accessible en corps creux ;
- Plancher courant en corps creux (RDC jusqu'au 17^{ème} étage) ;
- Plancher sous-sols dalles pleines.

2.3.1 Plancher Terrasse

2.3.1.1 Charges permanentes :

Terrasse inaccessible :

- | | |
|--|-----------------------|
| 1- Gravillon de protection ($e=4\text{cm}$; $\rho=20\text{kN/m}^3$)..... | 0,80kN/m ² |
| 2- Etanchéité multicouche ($e=2\text{cm}$; $\rho=0,6\text{kN/m}^3$)..... | 0,12kN/m ² |
| 3- Forme de pente ($e_{\text{moy}}=10\text{cm}$; $\rho=22\text{kN/m}^3$)..... | 2,20kN/m ² |
| 4- Polyane..... | 0,01kN/m ² |
| 5- Isolation thermique (liège) ($e=4\text{cm}$; $\rho=4\text{kN/m}^3$)..... | 0,16kN/m ² |
| 6- Dalle de compression + corps creux (16+5)..... | 2,85kN/m ² |
| 7- Enduit en plâtre ($e=2\text{cm}$; $\rho=10\text{kN/m}^3$)..... | 0,20kN/m ² |

G=6,34kN/m²

Terrasse accessible :

- 1- Carrelage ($e=2\text{cm}$; $\rho=22\text{kN/m}^3$)..... $0,40\text{kN/m}^2$
- 2- Mortier de pose ($e=2\text{cm}$; $\rho=20\text{kN/m}^3$)..... $0,40\text{kN/m}^2$
- 3- Lit de sable ($e=3\text{cm}$; $\rho=18\text{kN/m}^3$)..... $0,36\text{kN/m}^2$
- 4- Etanchéité multicouches (2 cm ; $\rho=6\text{kN/m}^3$)..... $0,12\text{ kN/m}^2$
- 5- Forme de pente ($e_{\text{moy}}=10\text{cm}$; $\rho=22\text{kN/m}^3$) $2,20\text{kN/m}^2$
- 6- Isolation thermique ($e=4\text{cm}$; $\rho=4\text{kN/m}^3$)..... $0,16\text{kN/m}^2$
- 7- Dalle à corps creux ($16+5$) 2.85 kN/m^2
- 8- Enduit en plâtre ($e=2\text{cm}$; $\rho=10\text{kN/m}^3$)..... $0,20\text{kN/m}^2$

 $G=6,69\text{kN/m}^2$ **Dalle machine :**

- 1- Dalle pleine($e=16\text{cm}$)..... $4,00\text{kN/m}^2$
- 2- Forme de pente ($e_{\text{moy}}=10\text{cm}$; $\rho=22\text{kN/m}^3$)..... $2,2\text{kN/m}^2$
- 3- Etanchéité multicouche $0,12\text{kN/m}^2$
- 4- Gravillon de protection ($e=5\text{cm}$; $\rho=17\text{kN/m}^3$)..... $0,85\text{kN/m}^2$
- 5- Isolation thermique (liège) ($e=4\text{cm}$; $\rho=4\text{kN/m}^3$)..... $0,16\text{kN/m}^2$
- 6- Enduit en plâtre ($e=2\text{cm}$; $\rho=10\text{kN/m}^3$)..... $0,20\text{kN/m}^2$

 $G=7,35\text{kN/m}^2$ **2.3.1.2 Charge d'exploitation :**

- Terrasse inaccessible **$Q=1,00\text{kN/m}^2$**
- Terrasse accessible **$Q=1,50\text{kN/m}^2$**

2.3.2 Plancher corps creux**2.3.2.1 Charges permanentes :**

- 1- Carrelage ($e=2\text{cm}$; $\rho=22\text{kN/m}^3$)..... $0,44\text{kN/m}^2$
- 2- Mortier de pose ($e=2\text{cm}$; $\rho=20\text{kN/m}^3$)..... $0,40\text{kN/m}^2$
- 3- Lit de sable ($e=3\text{cm}$; $\rho=18\text{kN/m}^3$)..... $0,54\text{kN/m}^2$
- 4- Dalle de compression + corps creux ($16+5$)..... $2,85\text{kN/m}^2$
- 5- Enduit en plâtre ($e=2\text{cm}$; $\rho=10\text{kN/m}^3$)..... $0,20\text{kN/m}^2$
- 6- Cloisons de distribution ($e=10\text{cm}$)..... $1,46\text{kN/m}^2$

 $G=5,89\text{kN/m}^2$ **2.3.2.2 b. charge d'exploitation :** **$Q=1,50\text{kN/m}^2$**

2.3.3 Plancher dalle pleine

2.3.3.1 Charges permanentes :

Etage commerce et salle de sport :(RDC+1^{er})

- | | |
|---|-----------------------------|
| 1- Carrelage (e=2cm; $\rho=22\text{kN/m}^3$) | 0,40kN/m ² |
| 2- Mortier de pose (e=2cm ; $\rho=20\text{kN/m}^3$) | 0,40kN/m ² |
| 3- Lit de sable (e=3cm ; $\rho=18\text{kN/m}^3$) | 0,36kN/m ² |
| 4- Dalle pleine (e=16cm; $\rho=25\text{kN/m}^3$) | 4,00kN/m ² |
| 5- Enduit en plâtre (e=2cm ; $\rho=10\text{kN/m}^3$) | 0,20kN/m ² |
| 6- Cloisons de distribution (e=10cm) | <u>1,46kN/m²</u> |

$$G_{RDC+1er}=6,82\text{kN/m}^2$$

Les sous-sols :(parkings)

- | | |
|--|-----------------------------|
| 1- Mortier de pose (e=2cm ; $\rho=20\text{kN/m}^3$) | 0,40kN/m ² |
| 2- Dalle pleine (e=16cm; $\rho=25\text{kN/m}^3$) | <u>4,00kN/m²</u> |

$$G_{SS}=4,40\text{kN/m}^2$$

2.3.3.2 Charge d'exploitation :

$$Q_I=5,00\text{kN/m}^2 \text{ (salle de sport)}$$

$$Q_{RDC}=5,00\text{kN/m}^2$$

$$Q_{SS}=5,00\text{kN/m}^2$$

2.3.4 Balcons

2.3.4.1 Charges permanentes :

- | | |
|--|-----------------------------|
| 1- Carrelage(e=2cm ; $\rho=22\text{kN/m}^3$)..... | 0,44kN/m ² |
| 2- Mortie de pose (e=2cm ; $\rho=20\text{kN/m}^3$)..... | 0,40kN/m ² |
| 3- Lit de sable (e=3cm ; $\rho=18\text{kN/m}^3$)..... | 0,54kN/m ² |
| 4- Dalle pleine(e=16cm)..... | 4,00kN/m ² |
| 5- Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=18\text{kN/m}^3$)..... | <u>0,36kN/m²</u> |

$$G=5,74\text{kN/m}^2$$

2.3.4.2 Charge d'exploitation :

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

2.3.5 Maçonnerie

Murs extérieurs :

- 1- Enduit en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=18\text{kN/m}^3$)..... $0,36\text{kN/m}^2$
- 2- Brique creuse ($e=15\text{cm}$; $\rho=9\text{kN/m}^3$)..... $1,35\text{kN/m}^2$
- 3- Amed'air($e=5\text{cm}$)..... $0,00\text{kN/m}^2$
- 4- Brique creuse ($e=10\text{cm}$; $\rho=9\text{kN/m}^3$)..... $0,90\text{kN/m}^2$
- 5- Enduit en plâtre ($e=2\text{cm}$; $\rho=10\text{kN/m}^3$)..... $0,20\text{kN/m}^2$

$$G=2,81\text{kN/m}^2$$

Murs intérieurs :

- 1- Brique creuse ($e=10\text{cm}$; $\rho=9\text{kN/m}^3$)..... $0,90\text{kN/m}^2$
- 2- Enduit en plâtre ($e=2\text{cm}$; $\rho=10\text{kN/m}^3$)..... $0,20\text{kN/m}^2$
- 3- Enduit en plâtre ($e=2\text{cm}$; $\rho=10\text{kN/m}^3$)..... $0,20\text{kN/m}^2$

$$G=1,30\text{kN/m}^2$$

2.4 Pré-dimensionnement

2.4.1 Les Portiques

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

2.4.1.1 Les poutres

Le pré-dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

- Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le « **BAEL 91 modifié 99** » [BAEL,99] et vérification selon « **RPA 99 version 2003** » [RPA,03].
- Vérification de la flèche pour la section choisie.

a. Poutres principales (porteuses) :

- D'après le « BAEL 91 modifié 99 » [BAEL,99]:

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

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

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h : La hauteur de la section.

b : La largeur de la section.

➤ **Détermination de la hauteur « h » :**

$$\text{On a : } L=4,60\text{m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 30,67\text{cm} \leq h \leq 46\text{cm} \quad \text{On prend : } h=50\text{cm.}$$

➤ **Détermination de la largeur « b » :**

$$h = 50\text{cm} : 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 15\text{cm} \leq b \leq 35\text{cm} \quad \text{On prend : } b=40\text{cm.}$$

• **Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » [RPA,03]:** (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{ll} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 40\text{cm} \geq 20\text{cm} & \text{vérifiée} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 50\text{cm} \geq 30\text{cm} & \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,25 \leq 4 & \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

• **Condition de rigidité :**

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L} \right) > \left(\frac{1}{16} \right) \cdot [\text{CBA},93]$$

$$\frac{50}{460} = 0,109 > 0,0625 \quad \text{vérifiée}$$

b. Poutres secondaires (non porteuses) :

• **D'après le « BAEL 91 modifié 99 » [BAEL,99]:**

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

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

➤ **Détermination de la hauteur « h » :**

Pour un poteau de section 40×60 en obtiens $L=8-(2 \times 0,3)=7,40\text{m}$

$$\text{On a : } L=7,40\text{m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 49,33\text{cm} \leq h \leq 74\text{cm} \quad \text{On prend : } h=50\text{cm.}$$

➤ **Détermination de la largeur « b » :**

$$h = 55\text{cm} : 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 15\text{cm} \leq b \leq 35\text{cm}$$

On prend : $b=40\text{cm}$

- **Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » [RPA,03]:** (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 40\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 50\text{cm} > 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,25 < 4 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \end{array}$$

- **Condition de rigidité :**

On doit vérifier que : $\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$ [CBA,93]

$$\frac{50}{740} = 0,0676 > 0,0625 \quad \text{vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche « BAEL 91 modifié 99 » [BAEL,99]:**

On doit vérifier que : $f_{\max} \leq \bar{f}$ Avec : $\bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5\text{m} \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5\text{m} \end{cases}$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie ;

la flèche maximale est donnée par : $f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_{vj}I_b}$

Avec :

L : La portée de la poutre.

h : La hauteur de la section de la poutre.

f_{\max} : La flèche maximale de la poutre.

q : Charge uniformément répartie déterminée à E.L.S ($q=G+Q$).

G : Charge permanente reprise par la poutre.

Q : Charge d'exploitation supportée par la poutre.

I_b : Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion $\left(I_b = \frac{bh^3}{12}\right)$

E_{vj} : Module d'élasticité déduit du béton armé ($E_{vj}=12102,95\text{MPa}$).

1- Sens porteurs (h,b) = (50,40):

$$\bar{f} = \frac{L(\text{cm})}{500} = 0,92\text{cm} \quad ; \quad E_{vj} = 12102,95\text{MPa} \quad ; \quad I_b = 416666,7\text{cm}^4 \quad ; \quad L=4,6\text{m}$$

- **Plancher terrasse :**

$$q = G + Q = (6,34 \times 2 + 25 \times 0,5 \times 0,4) + 1 \times 2 = 19,68 \text{ kN/ml}$$

$$f^{\max} = 0,25 \text{ cm} < 0,92 \text{ cm}$$

D'où la flèche est vérifiée.

- **Plancher courant :**

$$q = G + Q = (5,43 \times 2 + 25 \times 0,50 \times 0,4) + 1,5 \times 2 = 18,86 \text{ kN/ml}$$

$$f^{\max} = 0,24 \text{ cm} < 0,92 \text{ cm}$$

D'où la flèche est vérifiée.

- **Plancher commercial : (1^{er} + RDC)**

$$q = G + Q = 22,69 \text{ kN/ml}$$

$$f^{\max} = 0,29 \text{ cm} < 0,92 \text{ cm}$$

D'où la flèche est vérifiée.

- **Plancher parking : (les sous-sols)**

$$q = G + Q = 19,07 \text{ kN/ml}$$

$$f^{\max} = 0,25 \text{ cm} < 0,92 \text{ cm}$$

D'où la flèche est vérifiée.

2- Sens non porteurs (L=8m) (h,b) = (50,40) :

$$\bar{f} = \frac{L(\text{cm})}{1000} + 0,5 = 1,3 \text{ cm} \quad ; \quad E_{vj} = 12101,95 \text{ MPa} \quad ; \quad I_b = 416666,7 \text{ cm}^4 \quad ; \quad L = 8,0 \text{ m}$$

La poutre porteuse reprend la nervure c'est à dire une force concentrer, et une partie du

plancher, donc la flèche sera :
$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_2 L^4}{E_{vj} I_b} + \frac{q_1 L^3}{48 E_{vj} I_b}$$

q_1 : la force concentrer qui provient de la nervure.

q_2 : la charge que reçoit la poutre non porteuse.

Plancher terrasse:

$$q_1 = 130,29 \text{ kN}$$

$$q_2 = 5,0 \text{ kN/ml}$$

$$f^{\max} = 0,50 \text{ cm} < 1,24 \text{ cm} \quad \text{D'où la flèche est vérifiée.}$$

Plancher courant:

$$q_1 = 123,65 \text{ kN}$$

$$q_2 = 5,0 \text{ kN/ml}$$

$$f^{\max} = 0,49 \text{ cm} < 1,24 \text{ cm} \quad \text{D'où la flèche est vérifiée.}$$

Plancher commercial :(RDC+1^{er})

$$q_1 = 134,31kN$$

$$q_2 = 11,82kN/ml$$

$$f^{\max} = 1,09cm < 1,24cm \quad \text{D'où la flèche est vérifiée}$$

Plancher parking : (3 sous-sol)

$$q_1 = 81,11kN$$

$$q_2 = 11,59kN/ml$$

$$f^{\max} = 1,06cm < 1,24cm \quad \text{D'où la flèche est vérifiée.}$$

Conclusion :

D'après la vérification de la flèche, on récapitule les sections adoptées pour les poutres dans le tableau suivant :

Tableau 2.1 Choix des poutres.

Etage	Type de poutre	L_{max} (m)	Section (h×b) (cm²)
<i>les sous-sols</i>	Porteuse	4,60	50×40
<i>Les sous-sols</i>	Non porteuse	8,00	50×40
<i>RDC à 17^{ème}</i>	Porteuse	4,60	50×40
<i>RDC à 17^{ème}</i>	Non porteuse	8,00	50×40

2.4.1.2 Les poteaux**a. Principe :**

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

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

b. Etapes de pré dimensionnement (calcul) :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- 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 imposée par le « *RPA99 version 2003* » [RPA,03].
- Vérifier la section à l'E.L.S.

c. Loi de dégression :

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

Ce qui donne :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \quad \text{Donnée par « BAEL 91modifié 99 » [BAEL,99]}$$

Avec : n : Nombre d'étage ; Q₀ : La charge d'exploitation sur la terrasse;

Q₁, Q₂, ..., Q_n : Les charges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau 2.2 Dégression des surcharges.

Niveau des planchers	charge	Σ charge d'exploitation	Σ charge (kN/m ²)
T	Q ₀	Σ ₀ =Q ₀	1,00
P17	Q ₁	Σ ₁ =Q ₀ +Q ₁	2,50
P16	Q ₂	Σ ₂ =Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)	3,85
P15	Q ₃	Σ ₃ =Q ₀ +0,9(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5,05
P14	Q ₄	Σ ₄ =Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6,10
P13	Q ₅	Σ ₅ =Q ₀ +0,8(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	7,00
P12	Q ₆	Σ ₆ =Q ₀ +0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	7,75
P11	Q ₇	Σ ₇ =Q ₀ +0,71(Q ₁ +.....+Q ₇)	8,46
P10	Q ₈	Σ ₈ =Q ₀ +0,69(Q ₁ +.....+Q ₈)	9,28
P9	Q ₉	Σ ₉ =Q ₀ +0,67(Q ₁ +.....+Q ₉)	10,05
P8	Q ₁₀	Σ ₁₀ =Q ₀ +0,65(Q ₁ +.....+Q ₁₀)	10,75
P7	Q ₁₁	Σ ₁₁ =Q ₀ +0,64(Q ₁ +.....+Q ₁₁)	11,56
P6	Q ₁₂	Σ ₁₂ =Q ₀ +0,63(Q ₁ +.....+Q ₁₂)	12,34
P5	Q ₁₃	Σ ₁₃ =Q ₀ +0,62(Q ₁ +.....+Q ₁₃)	13,09
P4	Q ₁₄	Σ ₁₄ =Q ₀ +0,61(Q ₁ +.....+Q ₁₄)	13,81
P3	Q ₁₅	Σ ₁₅ =Q ₀ +0,6(Q ₁ +.....+Q ₁₅)	14,50
P2	Q ₁₆	Σ ₁₆ =Q ₀ +0,59(Q ₁ +.....+Q ₁₆)	15,16
P1	Q ₁₇	Σ ₁₇ =Q ₀ +0,59(Q ₁ +.....+Q ₁₇)	18,11
RDC	Q ₁₈	Σ ₁₈ =Q ₀ +0,58(Q ₁ +.....+Q ₁₈)	20,72
1 ^{er} SS	Q ₁₉	Σ ₁₉ =Q ₀ +0,58(Q ₁ +.....+Q ₁₉)	22,17
2 ^{eme} SS	Q ₂₀	Σ ₂₀ =Q ₀ +0,58(Q ₁ +.....+Q ₂₀)	23,62
3 ^{eme} SS	Q ₂₁	Σ ₂₁ =Q ₀ +0,57(Q ₁ +.....+Q ₂₁)	24,66

d. Dimensionnement des poteaux :

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

à la compression selon la formule suivante :
$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \quad (1)$$

Avec :

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

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

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

l_f : Longueur de flambement.

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

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

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

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

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

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

f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 35 \text{ MPa}$).

A_s : Section d'acier comprimée.

Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de la section réelle de 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br = (a - 0,02)(b - 0,02)$) [m^2].

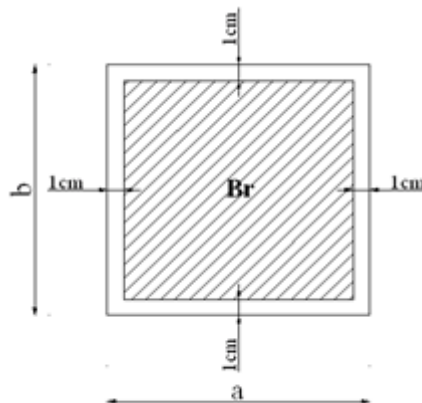


Figure 2.1 Section réduite du poteau.

✓ Selon le « **BAEL 91 modifié 99** » [BAEL, 99]: $0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$

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

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

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

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

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,0531N_u$$

e. **Le minimum requis par le « RPA99 version 2003 » [RPA,03]:**

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

Avec :

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

h_e : Hauteur d'étage.

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

$$\text{Les poteaux les plus sollicités sont : } \left. \begin{aligned} \bullet \text{Poteau central (C - 2) : } S &= 31,605\text{m}^2 \\ \bullet \text{Poteau de rive (E - 8) : } S &= 9,545\text{m}^2 \\ \bullet \text{Poteau d'angle (F - 1) : } S &= 7,79\text{m}^2 \end{aligned} \right\}$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Les poteaux centraux : $S=31.605m^2$

Tableau 2.3 Choix des sections des poteaux centraux.

Etage	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_U (KN)	B_r (cm^2)	RPA (cm^2)	Le choix (a×b)
17 ^{ème}	72,74	31,61	77,32	96,11	30×30	60×40
16 ^{ème}	324,76	79,03	295,75	367,60	30×30	60×40
15 ^{ème}	535,93	121,70	481,12	598,00	30×30	60×40
14 ^{ème}	747,09	159,63	662,70	823,69	30×30	60×40
13 ^{ème}	958,27	192,82	840,52	1044,71	30×30	60×40
12 ^{ème}	1169,44	221,27	1014,55	1261,03	30×30	60×40
11 ^{ème}	1380,61	244,98	1184,82	1472,65	30×30	60×45
10 ^{ème}	1591,75	267,26	1353,92	1682,84	30×30	60×45
9 ^{ème}	1802,95	293,34	1526,09	1896,84	30×30	60×45
8 ^{ème}	2014,12	317,52	1696,73	2108,93	30×30	70×50
7 ^{ème}	2225,29	339,81	1865,86	2319,15	30×30	70×50
6 ^{ème}	2436,46	365,41	2037,63	2532,64	30×30	70×50
5 ^{ème}	2647,63	390,07	2208,64	2745,21	30×30	70×55
4 ^{ème}	2858,8	413,77	2378,90	2956,82	30×30	70×55
3 ^{ème}	3069,96	436,53	2548,40	3167,50	30×30	70×55
2 ^{ème}	3281,14	458,35	2717,16	3377,26	30×30	80×60
1 ^{er}	3457,14	479,21	2859,94	3554,73	30×30	80×60
RDC	3753,87	572,46	3146,93	3911,43	30×30	80×60
1 ^{ème} SS	4229,59	654,96	3553,66	4416,98	30×30	80×60
2 ^{ème} SS	4455,96	700,79	3752,43	4664,04	30×30	80×60
3 ^{ème} SS	4640,39	746,63	3921,15	4873,75	30×30	80×60

Les poteaux de rives : $S=9,545m^2$

Tableau 2.4 Choix des sections des poteaux de rives.

Etage	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_U (KN)	B_r (cm^2)	RPA (cm^2)	Le choix (a×b)
15 ^{ème}	84,88	9,55	128,91	85,08	30×30	40×30
14 ^{ème}	161,66	23,86	254,03	167,66	30×30	40×30
13 ^{ème}	238,45	36,75	377,03	248,84	30×30	40×30
12 ^{ème}	315,23	48,20	497,86	328,59	30×30	40×30
11 ^{ème}	392,02	58,22	616,56	406,93	30×30	40×30
10 ^{ème}	468,80	66,82	733,11	483,85	30×30	40×30
9 ^{ème}	545,59	73,97	847,50	559,35	30×30	40×30
8 ^{ème}	622,37	80,70	961,25	634,42	30×30	40×30
7 ^{ème}	699,16	88,58	1076,74	710,65	30×30	40×30
6 ^{ème}	775,94	95,88	1191,34	786,28	30×30	40×30
5 ^{ème}	852,73	102,61	1305,10	861,37	30×30	40×30
4 ^{ème}	929,51	110,34	1420,35	937,43	30×30	40×30
3 ^{ème}	1006,30	117,79	1535,19	1013,23	30×30	40×30
2 ^{ème}	1083,08	124,94	1649,57	1088,71	30×30	40×30
1 ^{er}	1160,18	131,82	1763,97	1164,22	30×30	40×30
RDC	1253,17	158,45	1929,45	1273,44	30×30	50×30
1 ^{ème} SS	1434,34	184,12	2212,54	1460,28	30×30	50×30
2 ^{ème} SS	1503,91	195,00	2322,78	1533,03	30×30	60×30
3 ^{ème} SS	1573,49	208,84	2437,47	1608,73	30×30	60×30

Les poteaux d'angles : $S=7,79m^2$

Tableau 2.5 Choix des sections des poteaux d'angles.

Etage	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_U (KN)	B_r (cm^2)	RPA (cm^2)	Le choix (a×b)
16 ^{ème}	64,66	11,69	104,83	69,19	30×30	40×30
15 ^{ème}	111,91	23,37	186,13	122,85	30×30	40×30
14 ^{ème}	194,05	33,89	312,80	206,45	30×30	40×30
13 ^{ème}	276,19	43,23	437,70	288,88	30×30	40×30
12 ^{ème}	358,33	51,41	560,86	370,17	30×30	40×30
11 ^{ème}	440,47	58,43	682,28	450,30	30×30	40×30
10 ^{ème}	522,62	64,27	801,94	529,28	30×30	40×30
9 ^{ème}	604,75	69,76	921,05	607,89	30×30	40×30
8 ^{ème}	686,89	76,19	1041,59	687,45	30×30	40×30
7 ^{ème}	769,03	82,15	1161,42	766,53	30×30	40×30
6 ^{ème}	830,76	87,64	1252,99	826,97	30×30	40×30
5 ^{ème}	892,49	93,95	1345,79	888,22	30×30	40×30
4 ^{ème}	954,22	100,02	1438,23	949,23	30×30	40×30
3 ^{ème}	1015,95	105,87	1530,34	1010,02	30×30	40×30
2 ^{ème}	1077,68	111,47	1622,07	1070,57	30×30	40×30
1 ^{er}	1133,81	116,85	1705,92	1125,91	30×30	40×30
RDC	1201,62	138,08	1829,31	1207,34	30×30	40×30
1 ^{ème} SS	1384,26	161,06	2110,34	1392,83	30×30	50×35
2 ^{ème} SS	1448,15	169,82	2209,73	1458,42	30×30	50×35
3 ^{ème} SS	1512,04	181,12	2312,93	1526,54	30×30	50×35

Exemple de calcul : (Etude de 10^{ème} étage)

- La portée de la poutre principale: $L_{pp}=4,30m$
- La portée de la poutre secondaire: $L_{ps}=7,35m$

$$\text{Pour le 10^{ème} on a : } \begin{cases} N_{GT} = 324,76kN \\ N_{QT} = 79,03kN \end{cases}$$

- Poids du plancher: $G \times S = 5,43 \times 31,605 = 171,62kN$
 - Poids du poteau: $\rho_b \times h_{pot} \times a \times b = 25 \times (3,06 - 0,50) \times (0,3)^2 = 5,76kN$
 - Poids de la poutre principale: $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 4,3 \times (0,50 - 0,21) \times 0,40 \times 25 = 12,47kN$
 - Poids de la poutre secondaire: $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 7,35 \times (0,50 - 0,21) \times 0,40 \times 25 = 21,32kN$
- $G = 211,17kN$**

$$N_{G10} = N_{GT} + G = 535,93kN$$

$$N_{Q10} = Q_5 \times S = 3,85 \times 31,605 = 121,7kN$$

$$N_{u10} = 1,35 N_{G10} + 1,5 N_{Q10} = 906,06kN$$

$$Br \geq 0,66 N_{u10} \Rightarrow Br \geq 598,00cm^2 ; Br = (a - 0,02)(b - 0,02)$$

$$\text{On suppose que : } a = 60cm \text{ Donc: } b = \frac{Br}{a} = 9,89cm$$

Le choix : $a = 60cm ; b = 40cm$.

Choix des sections des poteaux :

Pour conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux.

Tableau 2.6 Choix des poteaux.

Etages	Sections carrées (a × b) cm ²	
	a	b
17 ^{ème}	60	40
16 ^{ème}	60	40
15 ^{ème}	60	40
14 ^{ème}	60	40
13 ^{ème}	60	40
12 ^{ème}	60	40
11 ^{ème}	60	45
10 ^{ème}	60	45
9 ^{ème}	60	45
8 ^{ème}	70	50
7 ^{ème}	70	50
6 ^{ème}	70	50
5 ^{ème}	70	55
4 ^{ème}	70	55
3 ^{ème}	70	55
2 ^{ème}	80	60
1 ^{er}	80	60
RDC	80	60
1 ^{ème} SS	80	60
2 ^{ème} SS	80	60
3 ^{ème} SS	80	60

2.4.2 Les voiles

Selon les prescriptions des règles parasismiques Algériennes en vigueur (RPA 99/2003), sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition: $l \geq 4a$.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires

(poteaux).

Avec :

l : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

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

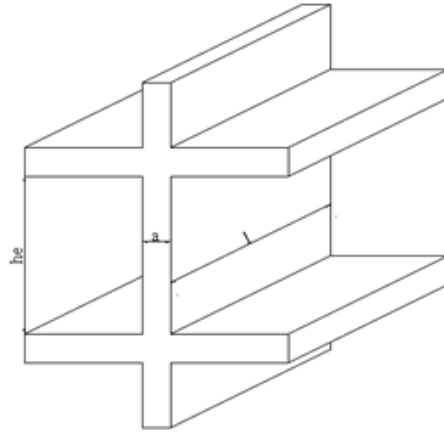


Figure 2.2 Schéma du voile.

D'après l'article 7.7.1 « **RPA 99 version 2003** » [RPA,03], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et les conditions de rigidité aux extrémités.

On a :

$$h_e = 3,20 - 0,75 = 2,45\text{m} \rightarrow a = \frac{h_e}{20} = 12,25\text{cm}$$

On prend : $a=20\text{cm}$

D'après le « **RPA99 version 2003** » : $a_{\min}=15\text{cm}$.

$$a=20\text{cm} > a_{\min}.$$

3 CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

3.1 Acrotère

3.1.1 Introduction:

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

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

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

- Largeur $b=100cm$.
- Hauteur $H=60cm$.
- Epaisseur $e=10cm$.

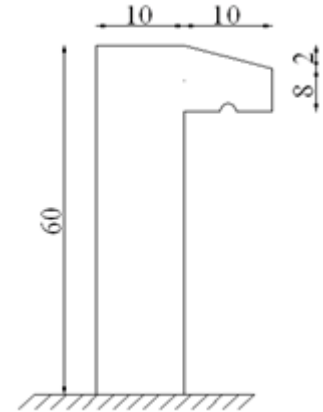


Figure 3.1 Acrotère.

3.1.2 Evaluation des Charges:

a. Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère :

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

- Poids propre de l'acrotère:

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

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

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

$$G=2,117kN/ml$$

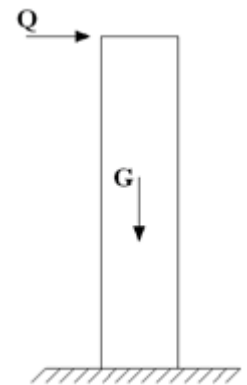


Figure 3.2 sollicitations l'acrotère.

b. Charge d'exploitation :

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

- L'action des forces horizontales : (F_p)

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p=4AC_pW_p$ [RPA,03]

Avec :

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

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

W_p = 2,117kN. (Poids de l'acrotère)

F_p = 4 × 0,25 × 0,8 × 2,117 = 1,694kN.

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

Donc pour une bande de 1m de largeur : G=2,117kN/ml et Q=1,694kN/ml.

3.1.3 Calcul des Efforts:

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U:

$$N_u = 1,35G = 2,858kN.$$

$$M_u = 1,5Q_h h = 1,525kNm.$$

$$T_u = 1,5Q_h = 2,541kN.$$

E.L.S:

$$N_{ser} = G = 2,117kN.$$

$$M_{ser} = Q_h h = 1,016kNm.$$

$$T_{ser} = Q_h = 1,694kN.$$

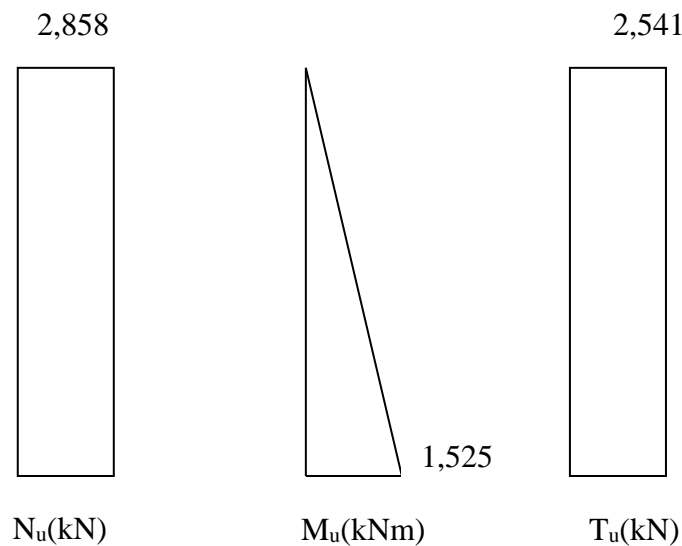
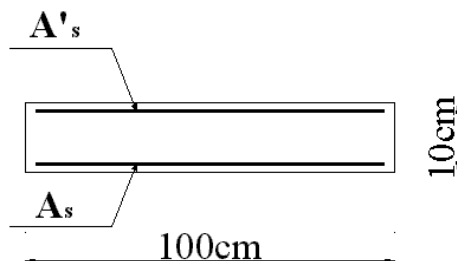


Figure 3.3 diagrammes des effort à l'ELU.

3.1.4 Ferrailage de L'acrotère:

h=10cm; b=100cm; d=0.9h = 9cm; f_{c28}=25MPa; σ_{bc}=14,17MPa; c=c'=2cm; f_e=400MPa



Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,525}{2,858} = 53,36 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 \phi \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

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

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

Calcul du moment fictif « M_f » : (voir Annexe I)

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

$$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \text{ Les armatures comprimées}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,014$$

ne sont nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,018$$

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

$$\mu = 0,014 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 51,84 \text{ mm}^2$$

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

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 43,63 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,44 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

3.1.5 Vérification de la Section d'Acier Selon « BAEI 91 MODIFIÉ 99 » [BAEL,99]:

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle

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

$$\text{Avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; fe = 400 \text{ MPa}; b = 100 \text{ cm}; d = 9 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2; 1,087 \text{ cm}^2 \} = 1,087 \text{ cm}^2 ; \text{ Donc : on opte finalement pour } 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

3.1.6 Armatures de Répartitions:

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,352cm^2 \quad [\text{HEN},99]$$

On choisi $4T6=1,13cm^2$ avec un espacement $S_r = \frac{60-5}{3} = \frac{55}{3} \approx 18cm$

3.1.7 Vérification à L'ELS:

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

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

On a :

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

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

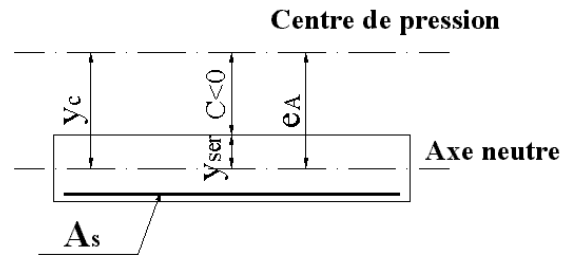
$$C = d - e_A \quad \text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 52cm \Rightarrow C = -43cm \quad (C < 0)$$

D'après le "BAEL 91 modifié 99", on doit résoudre l'équation suivant : $y_c^3 + py_c + q = 0$

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

$$\text{Avec : } n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c')\frac{A_s}{b} + 6n(d - c)\frac{A_s}{b} = -5538,11 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2\frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2\frac{A_s}{b} = 153012,90 \end{array} \right.$$

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



$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -1,75 \cdot 10^9$$

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

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,83$$

$$y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -85,54 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 49,8 \text{ cm}$$

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

La solution qui convient est : $y_c = 49,8 \text{ cm}$

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

$$0 < y_{ser} = 49,8 - 43 = 6,8 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 6,8 \text{ cm} \\ y_c = 49,8 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 10583,44 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

Vérification des contraintes [BAEL,99]

a. Contrainte du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,117 \cdot 10^3 \times 48,91 \cdot 10}{10583,44 \cdot 10^4} \right) \times 6,8 \times 10 = 0,68 \text{ MPa} \ll \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

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

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

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e, \sqrt{n} f_{tj}) \right) = 201,6 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL, 99})$$

$$\sigma_s = 3,29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 7,17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

3.1.8 Vérification de l'Effort Tranchant [BAEL,99]:

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

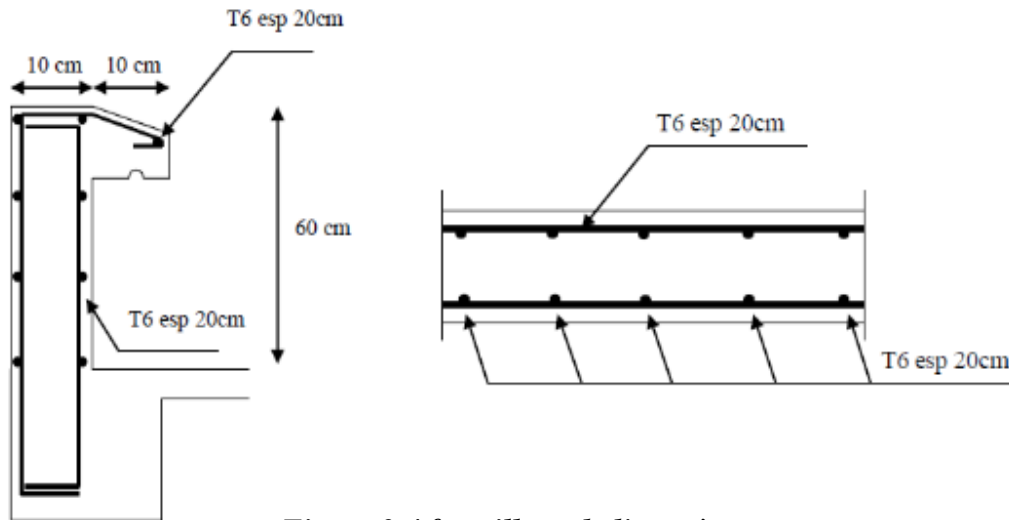


Figure 3.4 ferrailage de l'acrotère.

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

$$\tau_u = \frac{2,54 \times 10^3}{90 \times 10^3} = 0,028\text{MPa} < \bar{\tau}_u \quad \text{vérifiée}$$

3.2 Plancher en corps creux

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et de coffrage perdu soit (corps creux) de dimension $(20 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

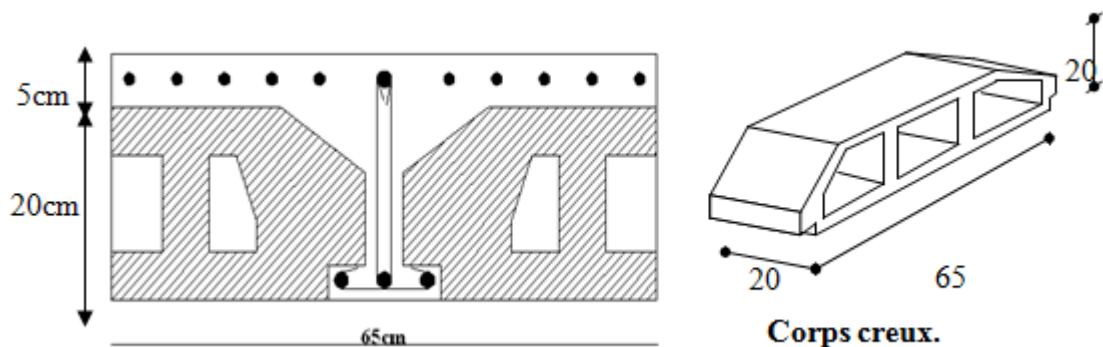
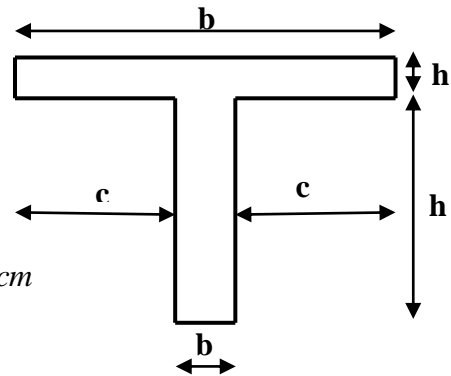


Figure 3.5 coupe du plancher en corps creux.

3.2.1 Etude des Poutrelles:

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.



a. Dimensions de la poutrelle :

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{460}{25} \leq h \leq \frac{460}{20} \Rightarrow 18,4 \leq h \leq 23cm$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 21cm & ; & h_0 = 5cm \\ b = 65cm & ; & b_0 = 15cm \\ c = \frac{b - b_0}{2} = 25cm \end{cases}$$

b. Calcul des moments :

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

b.1. Méthode forfaitaire [BAEL,99] :

b.1.1. Domaine d'application :

H₁ : $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5kN/m^2\}$

H₂ : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

H₃ : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H₄ : Fissuration non préjudiciable.

b.1.2. Exposé de la méthode :

- $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$
- $M_t \geq \text{Max} \{1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée int ermédiaire} \\ (1,02 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_i : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis :

- $M=0,2M_0$appuis de rive
- $M=0,6M_0$pour une poutre à deux travées
- $M=0,5M_0$pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées
- $M=0,4M_0$pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

b.2. Méthode de CAQUOT [BAEL,99] :

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

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

b.2.1. Exposé de la méthode :

- **Moment sur appuis :**

$M_a = 0,15M_0$Appuis de rives

$M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')}$Appuis intermédiaires

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

- **Moment en travée :**

$M_i(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right)x + M_w$

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcule, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l_w' " à gauche et " l_e' " à droite, avec :

$l'=l$pour une travée de rive.

$l'=0,8l$pour une travée intermédiaire.

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

• **Effort tranchant :**

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

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

c. **Calcul des poutrelles :**

Le calcul se fait en deux étapes :

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

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

- Poutrelle de travée $L=4,6m$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Surcharge due à l'ouvrier $Q=1kN/m^2$

Evaluation des charges et surcharges :

➤ Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle..... $0,15 \times 0,05 \times 25 = 0,1875kN/ml$

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

$G=2,01kN/ml$

➤ Charges d'exploitation :

$Q=1 \times 0,65 = 0,65kN/ml$

Combinaison des charges :

ELU: $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,69kN/ml$

ELS: $q_{ser} = G + Q = 2,66kN/ml$

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,69 \times (4,6)^2}{8} = 9,76 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,66 \times (4,6)^2}{8} = 7,04 \text{ kNm}$$

Ferraillage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'ELU (voir annexe I)

$$M_u = 9,76 \text{ kNm}; b = 15 \text{ cm}; d = 4,5 \text{ cm}; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 2,27 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

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

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

Evaluation des charges et surcharges :

Plancher terrasse accessible :

$$G = 6,69 \times 0,65 = 4,34 \text{ kN/ml}$$

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

Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6,34 \times 0,65 = 4,12 \text{ kN/ml}$$

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

Plancher courant :

$$G = 5,43 \times 0,65 = 3,53 \text{ kN/ml}$$

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

Combinaison des charges :

Plancher terrasse accessible :

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,32 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_{ser} = G + Q = 5,32 \text{ kN/ml}$$

Plancher terrasse inaccessible :

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,54 \text{ kN/ml} \quad \text{ELS} : q_{ser} = G + Q = 4,77 \text{ kN/ml}$$

Plancher courant :

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,23 \text{ kN/ml} \quad \text{ELS} : q_{ser} = G + Q = 4,51 \text{ kN/ml}$$

Conclusion :

Le plancher terrasse accessible est le plus sollicité.

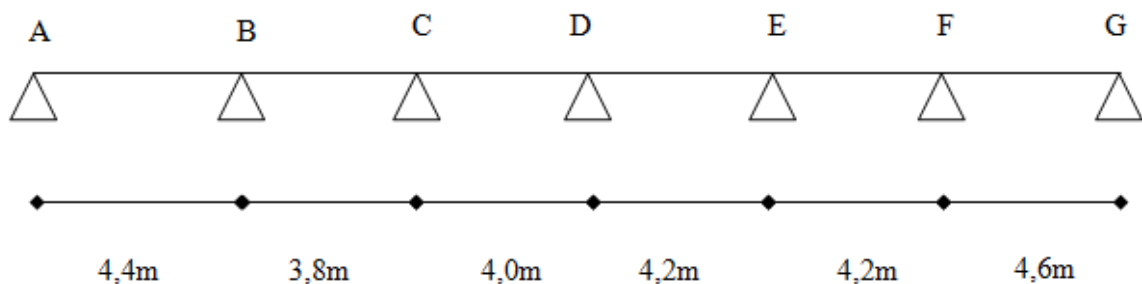
Calcul des efforts internes :

$$\begin{cases} q_u = 7,32 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 5,32 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

On utilise la méthode la plus générale pour déterminer les efforts dans les travées, qui est la méthode de **CAQUOT**.

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux qui suivent :

➤ poutrelles à 6 travées



Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux et les diagrammes qui suivent :

Tableau 3.1 Tableau récapitulatif des efforts.

Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée réelle (m)	Portée fictive (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS				ELU	ELS	ELU		ELS	
								T_w	T_e	T_w	T_e
A	0,00	0,00	AB	4,4	4,40	11,77	8,55	13,12	-19,08	9,54	-13,87
B	-13,11	-9,53	BC	3,8	3,04	2,56	1,86	15,15	-12,67	11,01	-9,21
C	-8,40	-6,10	CD	4,0	3,20	5,80	4,22	14,42	-14,86	10,48	-10,80
D	-9,28	-6,75	DE	4,2	3,36	6,64	4,83	15,27	-15,48	11,10	-11,25
E	-9,72	-7,07	EF	4,2	3,36	4,06	2,95	14,20	-16,54	10,32	-12,02
F	-14,63	-10,64	FG	4,6	4,60	12,74	9,26	20,02	-13,65	14,55	-9,92
G	0,00	0,00									

3.2.2 Calcul du Ferrailage:

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

ELU:

$$M_{tu}^{max} = 12,74 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{max} = 14,63 \text{ kN}$$

$$T_u^{max} = 20,02 \text{ kN}$$

ELS:

$$M_{tser}^{max} = 9,26 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{max} = 10,64 \text{ kNm}$$

3.2.2.1 Ferrailage en travées:

$h = 21 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 15 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 18,9 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{i28} = 2,1 \text{ MPa}$.

Le calcul des sections en forme de "T" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

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

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 75,526 \text{ kN.m} \quad \text{On a : } M_{tu} < M_{tab}$$

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

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

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple.

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

Tableau 3.2 Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
12,74	0,039	Oui	0	0,049	18,53	Oui	10%	348	1,98

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48\text{cm}^2 \quad [\text{BAEL},99]$$

$$A_s = \text{Max} \{1,48\text{cm}^2; 2,63\text{cm}^2\} = 2,63\text{cm}^2 \quad \text{Choix : } 3T10 (A_s=2,63\text{cm}^2).$$

3.2.2.2 Ferraillage sur appuis :

$$\text{On a : } M_{au}^{\max} = 14,63\text{kNm} < M_{tab} = 75,526\text{kNm}$$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple (voir annexe I).

Tableau 3.3 Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.

M_{au} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
14,63	0,044	Oui	0	0,057	18,47	Oui	10%	348	2,28

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48\text{cm}^2 \quad [\text{BAEL},99]$$

$$A_s = 2,67\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,48\text{cm}^2 \quad \text{Choix : } 1T14+1T12 (A_s=2,67\text{cm}^2).$$

3.2.3 Vérifications:**a. Effort tranchant [BAEL,99] :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 20,02\text{kN}$.

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa}. \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0d} = 0,71\text{MPa} < \bar{\tau}_u \quad \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :**Appuis de rives :****Vérification de la compression du béton [BAEL,99] :**

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

Avec : $T_u = 20,02kN$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{20,02 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 189} = 0,78MPa < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67MPa \quad \text{Vérfiée}$$

Vérification des armatures longitudinales [BAEL,99] :

$$A_s = 2,36cm^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,78cm^2 \quad \text{Vérfiée}$$

b. Vérification à l'ELS :

La vérification se fait d'après le " **BAEL91 modifié 99** ".

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

♦ **Vérification de contrainte du béton :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Avec $b=65cm$ (travée) ; $b_0=12cm$ (appuis) ; $c=c'=25cm$; $d=18,9cm$

♦ **Position de l'axe neutre & Moment d'inertie :**

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

Alors : $\frac{b}{2} y'^2 + nA'_s (y' - c') - nA_s (d - y') = 0$ (Cas d'une section rectangulaire)

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

$$\Rightarrow \begin{cases} y' = \frac{-n(A_s' + A_s) + \sqrt{n^2(A_s' + A_s)^2 + 2 \cdot b \cdot n \cdot (c' \cdot A_s' + d \cdot A_s)}}{b} \\ I = \frac{b}{3} y'^3 + nA'_s (y' - c')^2 + nA_s (d - y')^2 \quad \text{si } y' < h_0 \end{cases}$$

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

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

$$b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \quad \text{(Cas d'une section T)}_e$$

$$\Rightarrow \begin{cases} y = \frac{-(2(b-b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)) + \sqrt{(2(b-b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s))^2 + 4 \times b_0 \times ((b-b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s))}}{2 \times b_0} \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b-b_0)h_0^3}{12} + (b-b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \quad \text{Si } y' > h_0 \end{cases}$$

-Contrainte de béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}.$

Tableau 3.4 Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
Travée	9,26	2,63	0	2,26	11516,24	1,82	Vérifiée
Appuis	10,64	2,67	0	2,29	11641,38	2,09	Vérifiée

c. Vérification de la flèche :

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

Les conditions à vérifier : [DAV,96]

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

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

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

Avec: $h=21\text{cm}$; $b_0=15\text{cm}$; $d=18,9\text{cm}$; $L=4,6\text{m}$; $M_{tser}=9,26\text{kNm}$; $T_u^{max}=20,02\text{kN}$; $A_s=2,63\text{cm}^2$; $f_e=400\text{MPa}$.

$$\frac{h}{L} = 0,064 \geq 0,0625 \quad \text{vérifiée}$$

Alors : $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,00928 \geq 0,0105 \quad \text{non.vérifiée}$

$$\frac{h}{L} = 0,064 \geq 0,066 \quad \text{non.vérifiée}$$

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

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [BAEL,99]

$$\text{Tel que : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

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 » [BAEL,99] :

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

- Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » [BAEL,99] :

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

- Calcul des moments d'inerties fictifs [DAV,91] :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + 0,4\lambda_v \mu}$$

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 3.5 Tableau Récapitulatif du calcul de la flèche.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
9,26	2,63	0,0928	186,29	4,2	1,68	0,592	26274,35	8289,86	20676,27

- Calcul des modules de déformation [CBA,93] :

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

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

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,734cm \quad (L = 4,6m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 0,884cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,15cm < \bar{f} = 0,92cm \quad \text{vérifiée}$$

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance *FeE400* ($f_e=400MPa$).

« BAEL 91 modifié 99 » [BAEL,99] :

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

« RPA 99 version 2003 » [RPA,03] :

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

Avec :

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

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

On adopte : $\varnothing_t=6mm$

Donc :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 3,75.10^{-3} cm \\ S_t \leq 17,01cm \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 1,50.10^{-2} cm \end{array} \right.$$

- Selon le « RPA 99 version 2003 » [RPA,03] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,045 \\ S_t \leq 5,25cm \dots\dots\dots Zone nodale \\ S_t \leq 10,50cm \dots\dots\dots Zone courante \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

On adopte : $A_t=2\varnothing6=0,57cm^2$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,045 \Rightarrow S_t \leq 12,67cm$$

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

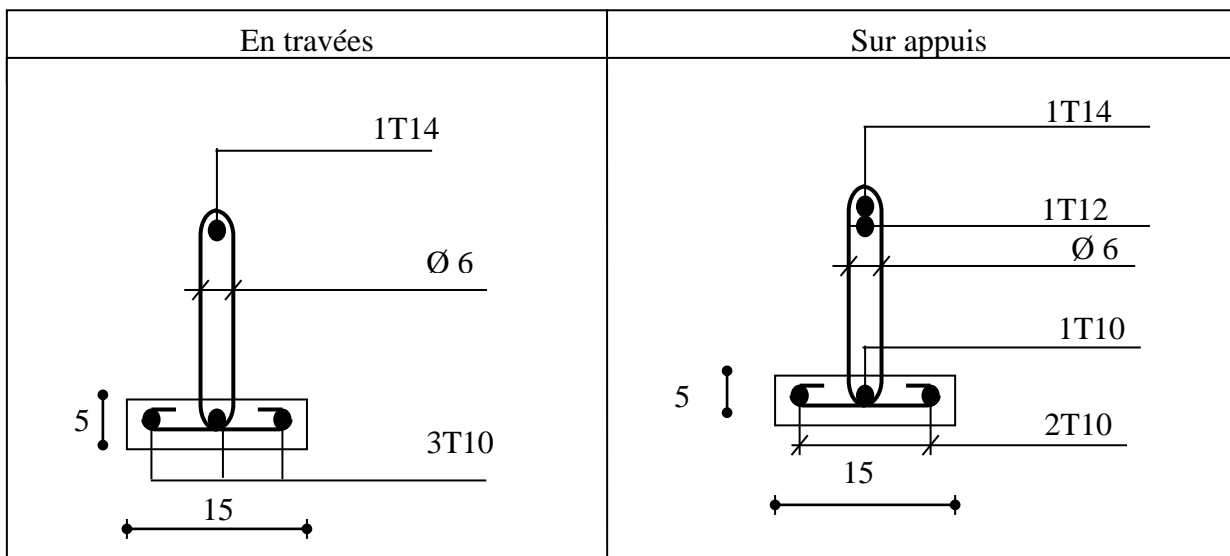


Figure 3.6 Disposition constructive des armatures des poutrelles.

e. Ferraillage de la dalle de compression :

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

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

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{fe} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$).

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP).

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR). $A_2 = \frac{A_1}{2}$.

$fe=520\text{MPa}$ (quadrillage de TS. TIE520 $\rightarrow \varnothing \leq 6\text{mm}$) On a : $L=65\text{cm}$.

Donc on obtient : $A_1=0,5\text{cm}^2/\text{ml}$.

On prend : $6T5=1,18\text{cm}^2$; $S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$.

Armatures de répartitions :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,59\text{cm}^2.$$

Soit : $6T5=1,18\text{cm}^2 \rightarrow S_t=20\text{cm}$.

Conclusion :

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

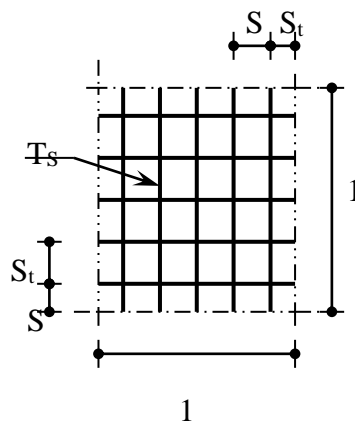


Figure 3.7 Disposition constructive des armatures de la table de compression.

3.3 Plancher en dalle pleine

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. Des dalles pleines en porte à faux (console) existent aussi.

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul ont choisi la dalle la plus sollicitée.

❖ *Etude des dalles pleine du type 1 commerce (RDC & 1er étage)*

3.3.1 Evaluation des Charges:

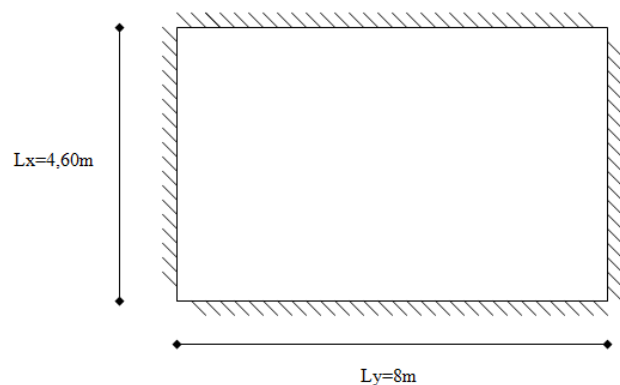
$$G=6.82kN/m^2; Q=5kN/m^2.$$

ELU :

$$q_u=1,35G+1,5 Q =16,71kN/m^2$$

ELS :

$$q_{ser}=G+Q=11,82kN/m^2$$



$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,60}{8} = 0,575 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

3.3.2 Calcul des Moments:

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

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

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

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires [BAEL,99].

$$\rho = 0,575 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,081 \\ \mu_y = 0,305 \end{cases}$$

- **Moments en travées :**

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 28,64kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 8,74kNm$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=14,32kNm.$$

3.3.3 Ferraillage de la Dalle:

$b=100cm ; h=16cm ; d=0,9h=14,4cm ; f_e=400MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; \sigma_s=348MPa.$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 3.6 Ferraillage de la dalle pleine.

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	28,64	0,097	0	0,128	13,7	6,01	6T12	6,79	17
	y-y	8,74	0,029	0	0,037	14,19	1,76	5T10	3,93	20
Appuis	x-x	14,32	0,049	0	0,063	14,04	2,93	5T10	3,93	20
	y-y									

Espacement :

Travée :

$$\underline{\text{Sens x-x:}} \text{ esp} = \frac{100}{6} = 16,67cm < \text{Min}(3h;33cm) = 33cm \quad \text{Vérifiée}$$

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

Appuis :

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

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

3.3.4 Condition de Non Fragilité [DAV,96]:

On a: $12cm \leq e \leq 30cm$

$$h=e=16cm; b=100cm$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,55cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,28cm^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,575 \end{cases}$$

Travée :

- Sens x-x: $A_x = 6,79\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1.38\text{cm}^2$ *.vérifiée*
- Sens y-y: $A_y = 3,93\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1.28\text{cm}^2$ *vérifiée*

Appuis :

- Sens x-x: $A_x = 3,93\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1.38\text{cm}^2$ *vérifiée*
- Sens y-y: $A_y = 3,93\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1.28\text{cm}^2$ *vérifiée*

3.3.5 Calcul des Armatures Transversales [DAV,96]:

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{12,76 \times 4,6 \times 8}{2 \times 4,6 + 8} = 35,75\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 25,62\text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 35,75\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{35,75 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,25\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

3.3.6 Vérification à L'ELS:**a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,575 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,081 \\ \mu_y = 0,305 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 20,26\text{kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 6,18\text{kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 17,22\text{kNm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 5,25\text{kNm} \\ M_a = 0,3 M_x = 6,08\text{kNm} \end{cases}$$

b. Vérification des contraintes [BAEL,99] :

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

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau 3.7 Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Vérification
Travée	x-x	17,22	6,79	4,49	13019,79	5,94	15	OK
	y-y	5,25	3,93	3,57	8430,82	2,22	15	OK
Appuis	x-x	6,08	3,93	3,57	8430,82	2,57	15	OK
	y-y	6,08	3,93	3,57	8430,82	2,57	15	OK

c. Vérification de la flèche [DAV,96] :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \leq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{ll} 0,035 \leq 0,0425 & \text{vérifiée} \\ 0,035 \geq 0,037 \text{ à } 0,028 & \text{vérifiée} \\ 4,28 \times 10^{-3} \leq 5.10^{-3} & \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Conclusion: les trois condition sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

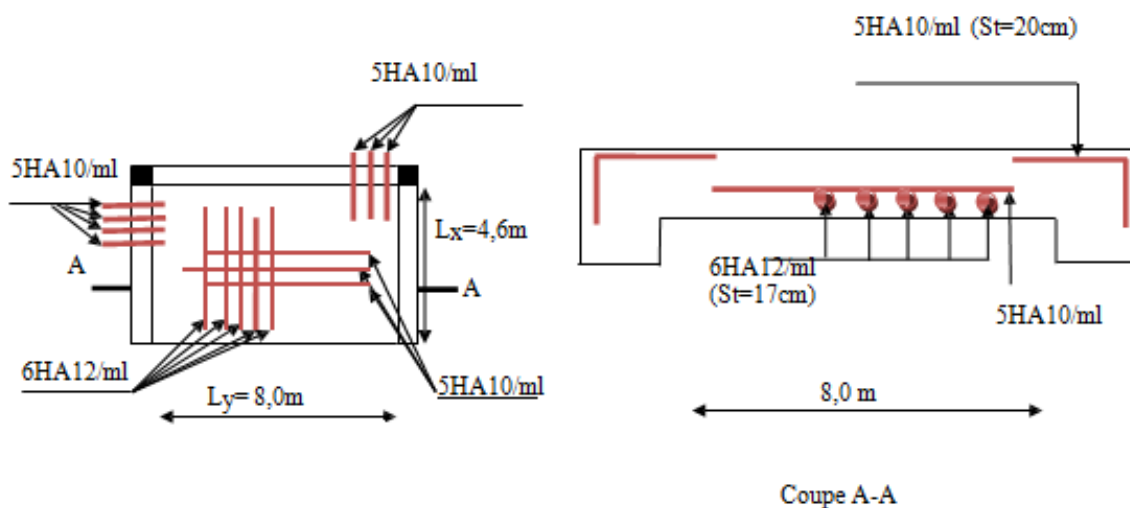


Figure 3.8 Disposition constructive des armatures des dalles pleine du type1 (RDC & 1er étage).

❖ *Etude des dalles pleine du type 2 parkings (les sous-sols)*

3.3.7 Evaluation des Charges:

$$G=4,4\text{kN/m}^2, Q=2,5\text{kN/m}^2.$$

ELU :

$$q_u=1,35G+1,5 Q =9,69\text{kN/m}^2$$

ELS :

$$q_{ser}=G+Q=6,9\text{kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,60}{8} = 0,575 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

3.3.8 Calcul des Moments:

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

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

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

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires [BAEL,99].

$$\rho = 0,575 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,081 \\ \mu_y = 0,305 \end{cases}$$

- **Moments en travées :**

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 16,61\text{kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5,07\text{kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=8,3\text{kNm}.$$

3.3.9 Ferraillage de la Dalle:

$$b=100\text{cm} ; h=16\text{cm} ; d=0,9h=14,4\text{cm} ; f_e=400\text{MPa} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa}.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 3.8 Ferrailage de la dalle pleine.

	Sens	M _u (kNm)	μ	A _s ' (cm ²)	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	16,61	0,057	0	0,073	13,98	3,41	5T10	3,93	20
	y-y	5,07	0,017	0	0,021	14,28	1,02	5T10	3,93	20
Appuis	x-x	8,30	0,028	0	0,036	14,19	1,68	5T10	3,93	20
	y-y									

Espacement :**Travée :**

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

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

Appuis :

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

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

3.3.10 Condition de Non Fragilité [DAV,96]:

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

$$h=e=16\text{cm}; b=100\text{cm}$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,55\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,28\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,575 \end{cases}$$

Travée :

- Sens x-x: $A_x = 3,93\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1.38\text{cm}^2$.vérifiée
- Sens y-y: $A_y = 3,93\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1.28\text{cm}^2$ vérifiée

Appuis :

- Sens x-x: $A_x = 3,93\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1.38\text{cm}^2$ vérifiée
- Sens y-y: $A_y = 3,93\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1.28\text{cm}^2$ vérifiée

3.3.11 Calcul des Armatures Transversales [DAV,96]:

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}.$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{9,69 \times 4,6 \times 8}{2 \times 4,6 + 8} = 20,73 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 14,86 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 20,73 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{20,73 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

3.3.12 Vérification à L'ELS:

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,575 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,081 \\ \mu_y = 0,305 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 11,83 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 3,61 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 10,06 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 3,07 \text{ kNm} \\ M_a = 0,3 M_x = 3,55 \text{ kNm} \end{cases}$$

b. Vérification des contraintes [BAEL,99] :

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

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau 3.9 Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Vérification
Travée	x-x	10,06	3,93	3,57	8430,82	4,26	15	OK
	y-y	3,07	3,93	3,57	8430,82	1,30	15	OK
Appuis	x-x	3,55	3,93	3,57	8430,82	1,50	15	OK
	y-y	3,55	3,93	3,57	8430,82	1,50	15	OK

c. Vérification de la flèche [DAV,96] :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \leq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,035 \leq 0,0425 \\ 0,035 \geq 0,037 \text{ à } 0,028 \\ 3,14 \times 10^{-3} \leq 5.10^{-3} \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \end{array}$$

Conclusion: Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

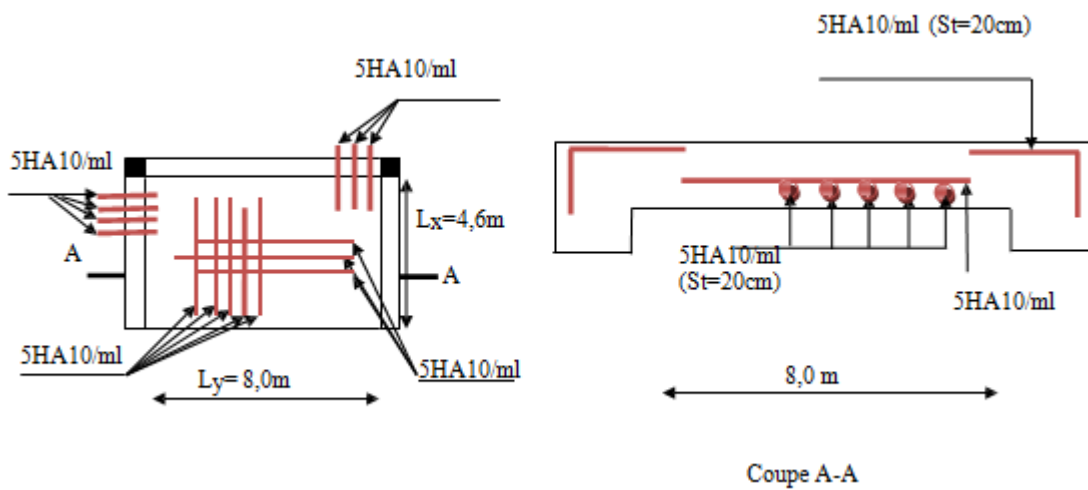


Figure 3.9 Disposition constructive des armatures des dalles pleine du type 2 (les sous-sols).

3.4 Etude de la dalle machine

3.4.1 Pré dimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

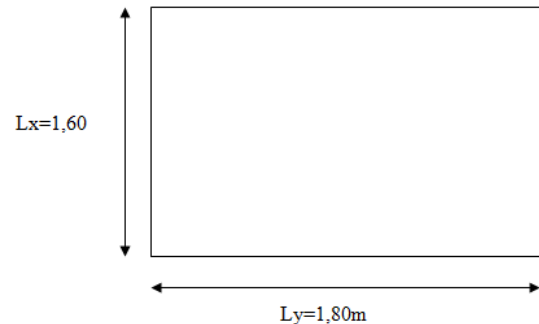
Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{160}{50} \leq e \leq \frac{160}{40}$$

$$3,2\text{cm} \leq e \leq 4\text{cm}$$

Donc, on prend : $e=16\text{cm}$.



3.4.2 Détermination des Charges Et Surcharges:

a. Charges permanentes :

- Poids de la dalle machine supportée..... $7,7\text{kN/m}^2$
 - Poids propre de la dalle..... $0,16 \times 25 = 4,00\text{kN/m}^2$
- $G=11,75\text{kN/m}^2$**

b. Charge d'exploitation :

$$Q=1\text{kN/m}^2$$

3.4.3 Combinaison des Charges:

$$\underline{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 17,36\text{kN/m}^2$$

$$\underline{ELS} : q_{ser} = G + Q = 12,75\text{kN/m}^2$$

3.4.4 Calcul des Efforts [BAEL,99]:

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de "ρ" :

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,6}{1,8} = 0,889 < 1 \Rightarrow \text{La dalle travail dans les deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$\underline{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0,0646 \Rightarrow M_x = 2,69\text{kNm} \\ \mu_y = 0,4780 \Rightarrow M_y = 1,28\text{kNm} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

-Moments en travées :

$$M_{tx}=0,85M_x=2,29kNm.$$

$$M_{ty}=0,85M_y=1,09kNm.$$

-Moments sur appuis :

$$M_{ax}=0,3M_x=0,81kNm.$$

$$M_{ay}=0,3M_y=0,38kNm.$$

$$M_a=Max (M_{ax}; M_{ay}) =0,81kNm.$$

3.4.5 Ferraillage de la Dalle:

Le ferraillage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de $1m$, on aura une section $(b \times h) = (100 \times 16) \text{ cm}^2$ qui travaille en flexion simple (voir annexe I).

3.4.5.1 Ferraillage en travées:

a. Dans le sens « L_x » :

On a: $b=100cm$; $h=16cm$; $d=0,9h=14,4cm$; $c=2cm$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $\sigma_s=348MPa$.

Tableau 3.10 Tableau récapitulatif dus ferraillage en travée (sens L_x).

M_{tx} (kNm)	μ	A'_s (cm^2)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
2,29	0,0078	0	0,0098	14,34	0,46	5T10	3,93

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{5} = 20cm \pi \text{ Min}(3h;33cm) = 33cm \quad \text{vérifiée.}$$

b. Dans le sens « L_y » :

On a: $b=100cm$; $h=16cm$; $d=d_x-\phi_x=13,6cm$; $c=2cm$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $\sigma_s=348MPa$.

Tableau 3.11 Tableau récapitulatif des résultats de ferraillage en travée (sens L_y).

M_{ty} (kNm)	M	A'_s (cm^2)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
1,09	0,0041	0	0,0052	13,57	0,23	5T10	3,93

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{5} = 20cm \pi \text{ Min}(4h;45cm) = 45cm \quad \text{vérifiée.}$$

3.4.5.2 Ferrailage sur appuis:

On a : $b=100\text{cm}$; $h=16\text{cm}$; $d=14,4\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$.

Tableau 3.12 Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.

M_a (kNm)	μ	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
0,81	0,0027	0	0,0034	14,38	0,16	5T10	3,93

Espacement :

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} (\text{sens } x-x) & \text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} (\text{sens } y-y) & \text{vérifiée} \end{cases}$$

3.4.5.3 Calcul des armatures transversales [DAV,96]:

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 10,86\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 8,97\text{kN}$$

$$T_u^{\text{max}} = \text{Max}(T_x; T_y) = 10,86\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{10,86 \cdot 10^3}{1000 \times 144} = 0,075\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

3.4.6 Vérification à L'ELS:**a. Vérification des contraintes [BAEL,99] :**

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

Acier : $\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e, \sqrt{n} f_{tj}) \right) = 201,6 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL, 99})$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour HA ; $f_e = 400\text{MPa}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,73 \quad ; \quad q_{ser} = 12,75 \text{ kN/m}^2$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$\underline{\text{E.L.S.}}: \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0708 \Rightarrow M_x = 2,17 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,6188 \Rightarrow M_y = 1,34 \text{ kNm} \end{cases}$$

-Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 1,84 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 1,14 \text{ kNm}$$

-Moments sur appuis :

$$M_a = \text{Max}(0,3 M_x ; 0,3 M_y) = 0,65 \text{ kNm}$$

1- Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

2- Moment d'inertie :

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

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 3.13 Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.

		M_t (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	1,84	3,93	3,57	8430,82	0,78	vérifiée	37,82	vérifiée
	(y-y)	1,14	3,93	3,57	8430,82	0,48		23,43	
Appuis		0,65	3,93	3,57	8430,82	0,27		13,36	

b. Vérification de la condition de non fragilité [DAV,96]:

$$h = 16 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} b h = 2,12 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 b h = 2,00 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,8\text{‰} & \text{pour les barres à haute adhérence [BAEL,99]} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,73 \end{cases}$$

➤ **Sens L_{x-x} :**

Sur appuis : $A_x = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,12 \text{ cm}^2$ vérifiée

En travée : $A_x = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,12 \text{ cm}^2$ vérifiée

➤ **Sens L_{y-y} :**

Sur appuis : $A_y = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,00 \text{ cm}^2$ vérifiée

En travée : $A_x = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,00 \text{ cm}^2$ vérifiée

c. Vérification de la flèche [DAV,96]:

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,156 > 0,0425 \\ 0,248 > 0,028 \text{ à } 0,037 \\ 1,75 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \end{cases} \begin{matrix} \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \end{matrix}$$

Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

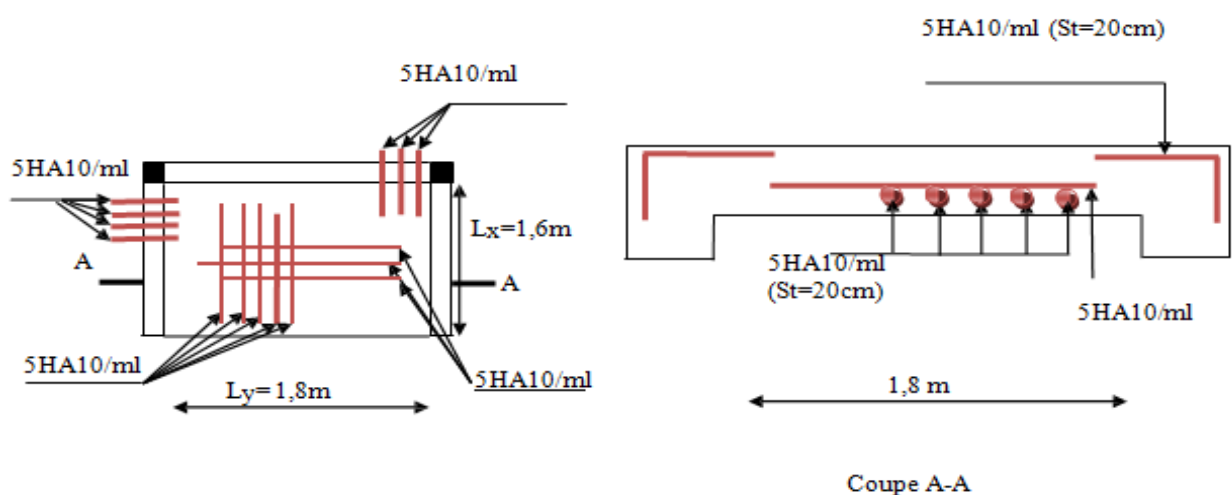


Figure 3.10 Disposition constructive des armatures des dalles machine.

3.5 Balcons

3.5.1 Introduction:

Notre ouvrage comporte deux types de balcon.

- Balcon type "I" : dalle de trois appuis, assimilée à une console de portée $1,20m$.
- Balcon type "II" : dalle de trois appuis, assimilée à une console de portée $1,35m$.

Epaisseur de balcon :

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{135}{10} = 13,5cm \quad \text{On prend : } e=16cm.$$

3.5.2 Balcon Type "I" (exemple de calcul):

3.5.2.1 Introduction:

Le balcon se calcul comme une console soumise à :

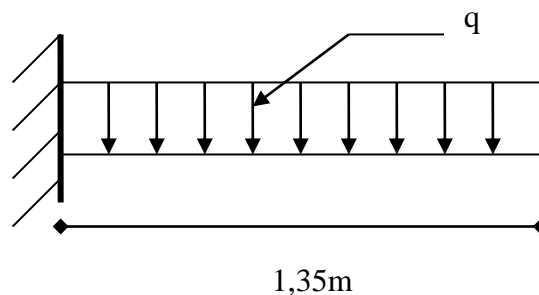
- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.

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

3.5.2.2 Evaluation des charges:

- **Charge permanente :** $G=5,74kN/m^2$
- **Charge d'exploitation :** $Q=3,50kN/m^2$

3.5.2.3 Schéma statique:



3.5.2.4 Combinaison des charges:

$$\text{E.L.U : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q \quad q_u = 12,99 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S : } q_{ser} = G + Q \quad q_{ser} = 9,24 \text{ kN/ml}$$

3.5.2.5 Calcul des efforts internes:

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

- **Moment fléchissant:** $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2\right)$
- **Effort tranchant:** $T(x) = qx$

	ELU	ELS
M (kNm)	-11,84	-8,42
T (kN)	17,54	12,47

3.5.2.6 Calcul de ferrailage:

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de *1m de largeur* (voir annexe I).

$f_{c28}=25MPa$; $f_{t28}=2,1MPa$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $b=100cm$; $h=16cm$; $d=13,5cm$; $f_e=400MPa$.

Tableau 3.14 Ferrailage du balcon.

M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
11,84	0,046	Oui	0	0,059	13,18	2,58	5T12	5,65	20

Espacement :

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 3h \\ 33cm \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 42cm \\ 33cm \end{cases} \Rightarrow S_t = 20cm \quad \text{vérifiée}$$

Armatures de répartitions [HEN,99] :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41cm^2 \leq A_r \leq 2,82cm^2$$

Le choix est de : 5T12/ml=5,65cm² avec : S_t=20cm

3.5.2.7 Vérifications:**a. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{[BAEL,99]}$$

$$A_s = 5,65cm^2 > A_s^{\min} = 1,63cm^2 \quad \text{vérifiée}$$

b. Vérification de l'effort tranchant [BAEL,99] :

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{17,54 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,13MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \quad \text{vérifiée}$$

c. Vérification de l'ELS :

On considère que la fissuration est préjudiciable.

c.1. Vérification des contraintes [BAEL,99] :

- **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 : $n=15$; $c'=2\text{cm}$; $d=13,5\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $A'_s=0$

On doit vérifier que:
$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

avec : $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0.5 f_e, \sqrt{n} f_{tj}) \right) = 201,6 \text{ MPa}$ (BAEL, 99)

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.15 Vérification des contraintes du balcon.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} ≤ σ̄_{bc}	σ_s (MPa)	σ_s ≤ σ̄_s
8,42	5,65	3,86	14478,52	2,25	vérifiée	84,09	vérifiée

c.2. Vérification de la flèche [DAV,96] :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{16}{135} = 0,119 > 0,0625 \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 0,00419 < 0,0105 \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,119 > 0,1 \quad \text{vérifiée}$$

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

d. Vérification au séisme [RPA,03] :

D'après RPA99 version 2003 art 6.2.3 les éléments en console doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

A : coefficient d'accélération donnée par le tableau 4.1 du RPA 99 version 2003, pour la zone III et le groupe d'usage 2 : $A = 0.25$

C_p : facteur de force horizontale donné par le tableau 6.1 du RPA 99 version 2003, pour l'élément console : $C_p = 0.8$

W_p : poids de l'élément considéré $W_p = 5,60 \text{ KN/ml}$

D'où : $F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 5,60 = 4,2 \text{ KN/ml}$

$M_{u_{\max}} = 4,48 \text{ KN.m}$

Le calcul de ferrailage en flexion simple nous donne ;

$A_s = 0,90 \text{ cm}^2$

Sa nous donne une nappe inférieure de 5T8 (2,51cm²)

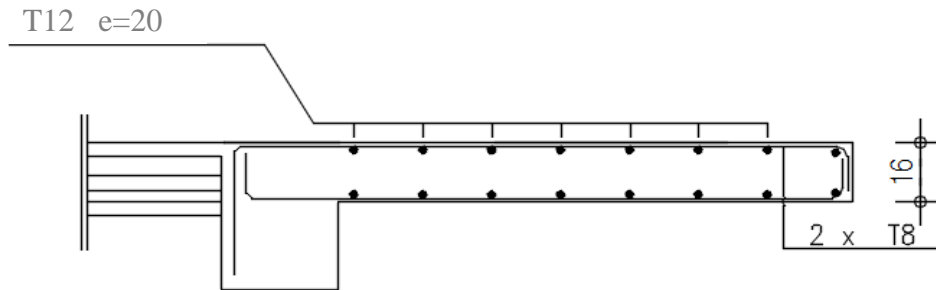


Figure 3.11 Disposition constructive des armatures du balcon.

3.6 Escalier

3.6.1 Introduction:

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

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

3.6.2 Définition des Eléments d'un Escalier:

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

h : Hauteur de la contre marche.

g : Largeur de la marche (giron).

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur de volée.

e : épaisseur d'escalier.

α : d'inclinaison de la paillasse.

$n-1$: Nombre de contre marche.

n : Nombre de marche.

L_0 : Longueur projetée de la paillasse.

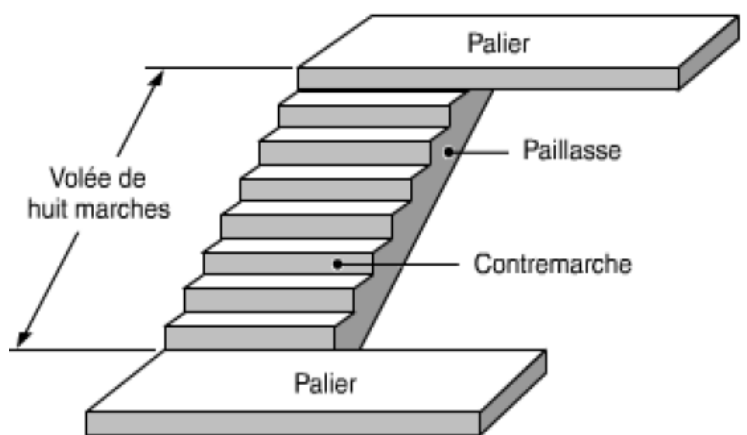


Figure 3.12 Escaliers droites.

afin de déterminer les dimension des contres marches et des marches, on utilise la formule de

BLONDEL qui suit: $59\text{cm} \leq 2h+g \leq 65\text{cm}$

$$g = \frac{L}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

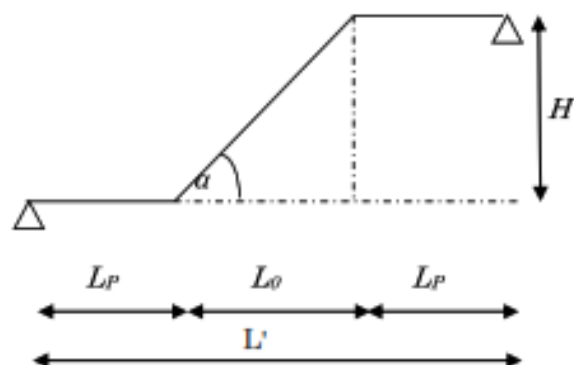


Figure 3.13 Schéma statique.

3.6.3 Evaluation des Charges [DTR2.2,88]:

a. Palier :

1. Charges permanentes :

- Carrelage ($e=2\text{cm}$; $\rho=22\text{kN/m}^3$)..... $0,44\text{kN/m}^2$
- Mortier de pose ($e=2\text{cm}$; $\rho=20\text{kN/m}^3$)..... $0,40\text{kN/m}^2$
- Lit de sable ($e=3\text{cm}$; $\rho=15\text{kN/m}^3$)..... $0,45\text{kN/m}^2$
- Dalle pleine ($e=16\text{cm}$) $4,00\text{kN/m}^2$
- Enduit en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=18\text{kN/m}^3$)..... $0,36\text{kN/m}^2$

$$G_{P16}=5,65\text{KN/m}$$

2. Charge d'exploitation :

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

b. Paillasse :

1. Charges permanentes:

- Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25 \times 0,16}{\cos 36,08}\right) = \dots\dots\dots 4,95\text{KN/m}^2$
- Carrelage ($e=2\text{cm}$; $\rho=22\text{kN/m}^3$)..... $0,44\text{kN/m}^2$
- Mortier de pose ($e=2\text{cm}$; $\rho=20\text{kN/m}^3$)..... $0,40\text{kN/m}^2$
- Poids propre de la marche $\frac{25 \times 0,17}{2} = \dots\dots\dots 2,13\text{KN/m}^2$
- Garde-corps $1,00\text{KN/m}^2$
- Enduit en ciment ($e=2\text{cm}$) $0,36\text{KN/m}^2$

$$G_V=9,28\text{KN/m}^2$$

2. Charge d'exploitation:

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

Tableau 3.16 Evaluation des Charges.

	Type 1		Type2
	deux volées	trois volées	quartier tournant
G_P	5,65	5,65	6,65
G_V	9,28	9,1	9,89
Q	2,5	2,5	2,5

3.6.4 Etude des escaliers:

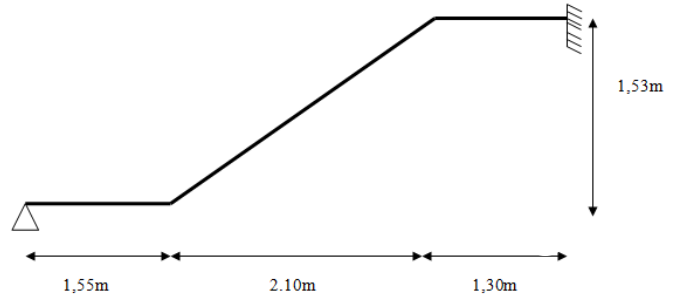
❖ Escaliers type 1:

A. Escaliers à deux volées (3eme sous sol jusqu'au RDC)

$H_{\text{étage}}=3,06\text{m}$; $H=1,53\text{m}$; $L_0=2,1\text{m}$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{1,53}{2,1} = 0,729 \Rightarrow \alpha = 36,08^\circ$$

$$l = 1,3 + \frac{1,53}{\sin \alpha} \Rightarrow l = 3,898\text{m}$$



- condition de flèche :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{389,8}{30} \leq e \leq \frac{389,8}{20} \Rightarrow 12,99 \leq e \leq 19,49\text{cm}$$

On prend donc l'épaisseur $e=16\text{cm}$.

- calcul du nombre de contre marches en utilisant la formule de **BLONDEL**

$$2h + g = 64\text{cm} \Rightarrow \frac{L}{n-1} + 2 \times \frac{H}{n} \approx 64$$

$$2H \times (n-1) + L_0 \times n \approx 64 \times n \times (n-1) \Rightarrow 0,64n^2 - (0,64 + 2h + L_0) \times n + 2H = 0$$

$$0,64n^2 - 6,1n + 3,06 = 0 ; \text{ qui a pour solution : } n=9$$

Ce qui nous donne au final : $n-1=8$; $h=17\text{cm}$; $g=30\text{cm}$.

1. Combinaison des Charges

ELU :

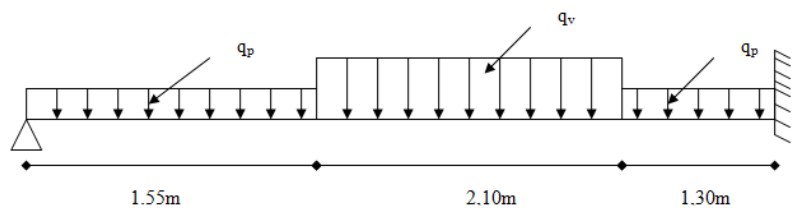
$$q_{up} = 1,35G_p + 1,5Q_p$$

$$q_{uv} = 1,35G_v + 1,5Q_v$$

ELS :

$$q_{serp} = G_p + Q_p$$

$$q_{serv} = G_v + Q_v$$



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

Tableau 3.17 Charge à l'ELU et l'ELS.

	q_1 (KN/ml)	q_2 (KN/ml)
ELU	11,38	16,28
ELS	8,2	11,8

2. Calcul des Sollicitations

Tableau 3.18 Sollicitation à l'ELU et l'ELS escalier du type 1.a.

	q ₁ (kN)	q ₂ (kN)	M _t (kN.m)	M _a (kN.m)	V _e (kN)	V _a (kN)
ELU	11,38	16,3	19,61	34,85	35,21	21,12
ELS	8,2	11,8	14,13	25,11	25,37	15,22

3. Calcul des Armatures

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ($b \times h$)

Tel que : $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur voir annexe I).

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{bc} = 14,17\text{MPa} ; f_{t28} = 2,10\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=13,5$$

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

Tableau 3.19 calcul des armatures de l'escalier.

	M _u (KNm)	μ	$\mu \pi \mu_R$	A' _s (cm ²)	α	Z (cm)	A _s ^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} / ml (cm ²)
Travée	19,61	0,076	Oui	0	0,099	12,96	4,35	6T12	6,79
Appuis	34,85	0,135	Oui	0	0,182	12,52	7,99	8T12	9,05

Espacement :

En travée : $esp \leq \frac{100}{6} = 16,67\text{cm}$ On prend : $esp=17\text{cm}$.

Sur appui : $esp \leq \frac{100}{8} = 12,5\text{cm}$ On prend : $esp=13\text{cm}$.

Armature de répartition [HEN,99] :

▪ **En travée:** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,688\text{cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 3,395\text{cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 4T10=3,14cm² avec S_t=15cm.

▪ **Sur appui:** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,26\text{cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 4,53\text{cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 4T10=3,14cm² avec S_t=15cm.

▪ **Vérifications**

a. **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63\text{cm}^2 \quad [\text{BAEL},91]$$

En travée : $A_s = 6,79\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,63\text{cm}^2$ *vérifiée*

Sur appui : $A_s = 9,05\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,63\text{cm}^2$ *vérifiée*

b. **Effort tranchant [BAEL,99] :**

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

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

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{35,21 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,261\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

▪ **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 : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 35,21 \cdot 10^3 - \frac{19,61 \times 10^6}{0,9 \times 135} = -126189,18\text{KN} < 0.$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

▪ **Vérification des armatures transversales [DAV,99] :**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,261\text{MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}. \quad \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification à l'ELS :

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

c.1. Vérification des contraintes du béton [BAEL,99] :

- **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 : $n=15$; $c'=2\text{cm}$; $d=13,5\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $A'_s=0$.

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}.$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau 3.20 Vérification à l'ELS.

	$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	14,13	6,79	4,32	11270,53	5,42	Vérifiée
Appui	25,11	9,05	4,85	13959,96	8,72	Vérifiée

c.2. Vérification de la flèche [DAV,96] :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{16}{495} = 0,0323 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{6,79}{100 \times 13,5} = 0,00502 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,1 \geq \frac{1}{10} = 0,1 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Une seule condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [BAEL,99].

Avec :
$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L=4,95\text{m} \leq 5\text{m}.$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 [BAEL,99] :

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

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictifs. [DAV,96]}$$

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

$$f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,20MPa \\ E_{vj} = 10818,86MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau 3.21 Vérification de la flèche de l'escalier.

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
14,13	6,79	0,00502	154,15	4,18	1,67	0,293	37214,3	18400,23	24987,61

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,0585m \\ f_v = 0,128cm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,0695cm$$

$$\text{Donc : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{495}{500} = 0,99cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,0695cm \pi \bar{f} = 0,99cm \quad \text{vérifiée.}$$

4. Etude de la poutre palière

$$b=20cm ; h=35cm ; d=31,5cm ; f_{bu} = 14,2MPa.$$

Tableau 3.22 calcul des armatures de la poutre palière.

	M_U [kNm]	f_{c28} [MPa]	F_e [MPa]	e [cm]	A_s' [cm ²]	A_s [cm ²]	Choix des barres	$A_s^{\text{adopté}}$ [cm ²]
Travées	47,69	25	400	2	0	4,80	3T16	6,03
Appui	84,78				0	9,48	6T16	12,06

➤ **Vérification**

a. **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} > \frac{0.23b_o d f_{t28}}{f_e} = 3,80\text{cm}^2 \quad [\text{BAEL,99}]$$

En travée: $A_s = 6,03\text{cm}^2 \geq A_{s \min}$ vérifiée.

Sur appui : $A_s = 12,06\text{cm}^2 \geq A_{s \min}$ vérifiée.

• **Vérification des contraintes dans les armatures tendues**

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

b. **Vérification à l'ELS :**

$$M_{t_{\text{ser}}} = 0,85M_o = 52,07\text{kN.m}$$

$$M_{a_{\text{ser}}} = 0,5M_o = 30,63\text{kN.m}$$

Tableau 3.23 Vérification à l'ELS.

	$M_{\text{ser}}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc} (\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	30,63	6,03	12,95	45602,39	8,69	Vérifiée
Appui	52,07	12,06	16,48	70649,84	12,15	Vérifiée

c. **Effort tranchant :**

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

Avec : $\overline{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$ Fissuration peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{85,64 \times 10^3}{200 \times 350} = 0,734\text{MPa} \quad \tau_u = 0,734 \leq \overline{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

d. **Vérification de la flèche :**

Pour une poutre encastree à ses extrémités, la flèche est donnée par l'expression :

$$f = \frac{pl^4}{384EI}$$

Avec : I : l'inertie de la poutre

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{20 \times 35^3}{12} = 71458,33\text{cm}^4$$

$$P = 44,76\text{KN/ml}$$

Donc on obtient : $f=0,304\text{cm}$

On doit également vérifier que : $f < \bar{f} = \frac{l}{500} = 0,99\text{cm}$. $f < \bar{f}$, la condition est vérifiée.

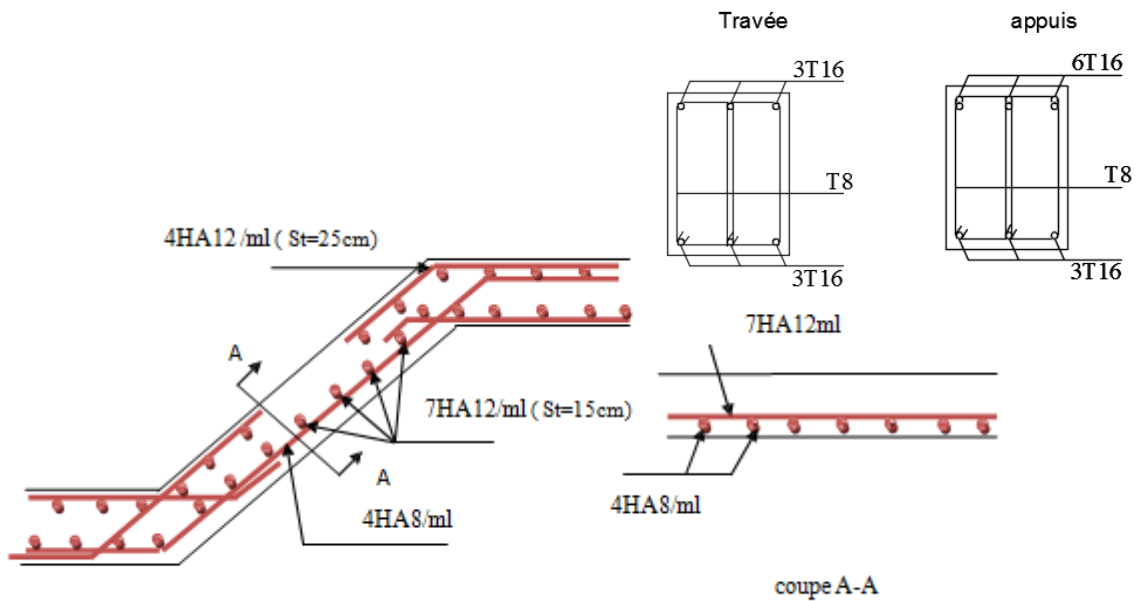


Figure 3.14 Disposition constructive des armatures des Escaliers à deux volées.

B. Escaliers à trois volées (2^{ème} étage jusqu'au 17^{ème} étage)

$H_{\text{étage}}=3,06\text{m}$; $H_1=1,36\text{m}$; $L_0=2,1\text{m}$; $H_2=0,34\text{m}$.

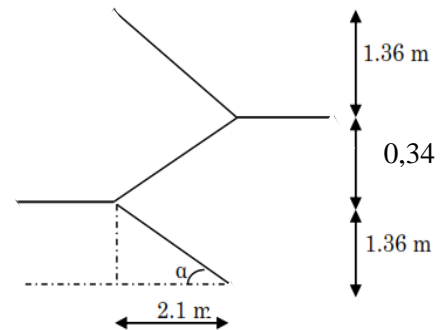
$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{1,36}{2,1} \Rightarrow \alpha = 32,92^\circ$$

$$l = 1,28 + \frac{1,36}{\sin \alpha} \Rightarrow l = 3,78\text{m}.$$

- condition de flèche :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{378}{30} \leq e \leq \frac{378}{20}$$

$\Rightarrow 12,6 \leq e \leq 18,9\text{cm}$. On prend donc l'épaisseur $e=16\text{cm}$.



calcul du nombre de contre marches en utilisant la formule de **BLONDEL** .

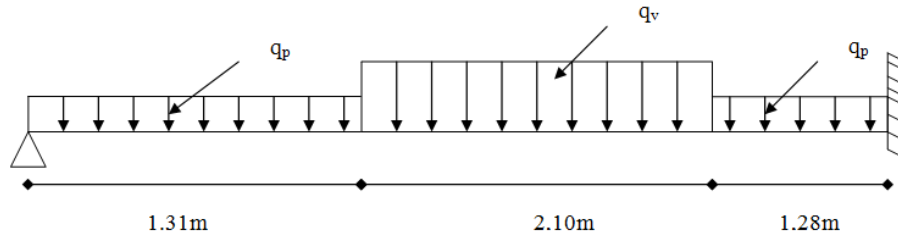
$$2h + g = 64\text{cm} \Rightarrow \frac{L}{n-1} + 2 \times \frac{H}{n} \approx 64$$

$$2H \times (n-1) + L_0 \times n \approx 64 \times n \times (n-1) \Rightarrow 0,64n^2 - (0,64 + 2h + L_0) \times n + 2H = 0$$

$$0,64n^2 - 6,1n + 3,06 = 0 ; \text{ qui a pour solution : } n=9$$

Ce qui nous donne au final : $n-1=8$; $h=17\text{cm}$; $g=30\text{cm}$.

1. Combinaison des Charges



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

Tableau 3.24 Charge à l'ELU et l'ELS.

	q_p (KN/ml)	q_v (KN/ml)
ELU	11,38	16,04
ELS	8,2	11,6

2. Calcul des Sollicitations

Tableau 3.25 Sollicitation à l'ELU et l'ELS escalier du type 1.b.

	q_p (kN)	q_v (kN)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	V_e (kN)	V_a (kN)
ELU	11,38	16,04	17,60	31,29	33,36	20,01
ELS	8,2	11,6	12,68	22,55	24,04	14,42

3. Calcul des Armatures

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ($b \times h$)

Tel que : $b=100\text{cm}$; $h=16\text{cm}$

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur voir annexe I).

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{bc} = 14,17\text{MPa} ; f_{t28} = 2,10\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=13,5 ; \sigma_s = 348\text{MPa} ;$$

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

Tableau 3.26 calcul des armatures de l'escalier.

	M_u (KNm)	μ	$\mu \pi \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	17,60	0,068	Oui	0	0,088	13,02	3,88	4T12	4,52
Appuis	31,26	0,121	Oui	0	0,162	12,63	7,11	7T12	7,92

Espacement :

En travée : $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$ On prend : $esp=25 cm$.

Sur appui : $esp \leq \frac{100}{7} = 14,28cm$ On prend : $esp=15 cm$

Armature de répartition [HEN,99] :

▪ **En travée:** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,13cm^2/ml \leq A_r \leq 2,26cm^2/ml$

Le choix est de $4T8=2,01cm^2$ avec $S_t=15cm$

▪ **Sur appui:** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,98cm^2/ml \leq A_r \leq 3,96cm^2/ml$

Le choix est de $4T8=2,01cm^2$ avec $S_t=15cm$.

▪ **Vérifications****d. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63cm^2 \quad [\text{BAEL,99}]$$

En travée $A_s = 4,52cm^2 > A_s^{\min} = 1,63cm^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 7,92cm^2 > A_s^{\min} = 1,63cm^2$ vérifiée

e. Effort tranchant [BAEL,99] :

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

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

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{33,36 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,247MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \quad \text{vérifiée}$$

▪ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 33,36 \cdot 10^3 - \frac{17,6 \times 10^6}{0,9 \times 135} = -111495,97KN < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

▪ **Vérification des armatures transversales [DAV,99] :**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,0247MPa < 0,05 f_{c28} = 1,25MPa. \quad \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

f. Vérification à l'ELS :

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

f.1. Vérification des contraintes du béton [BAEL,99] :

Avec : $n=15$; $c'=2\text{cm}$; $d=13,5\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $A'_s=0$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$

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

Tableau 3.27 Vérification à l'ELS.

	$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	12,68	4,52	3,65	8199,03	5,64	Vérifiée
Appui	22,55	7,92	4,59	12654,73	8,18	Vérifiée

f.2. Vérification de la flèche [DAV,96] :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{16}{469} = 0,0341 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{4,52}{100 \times 13,5} = 0,00345 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,1 \geq \frac{1}{10} = 0,1 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Une seule condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [BAEL,99].

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L=4,69\text{m} \leq 5\text{m}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 [BAEL,99] :

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

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictifs. [DAV,96]}$$

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

$$f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,20MPa \\ E_{vj} = 10818,86MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau 3.28 Vérification de la flèche de l'escalier.

M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
12,68	4,52	0,00345	207,8	6,09	2,43	0,260	138584,28	59008,56	84927,25

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,0147m \\ f_v = 0,0304cm \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,0157cm$$

Donc : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{469}{500} = 0,938cm$

$\Rightarrow \Delta f_T = 0,0157cm \pi \bar{f} = 0,938cm$ vérifiée.

4. Etude de la poutre palière

b=20cm ; h=35cm ; d=31,5cm ; f_{bu} = 14,2MPa.

Tableau 3.29 calcul des armature de la poutre palière.

	M _U [kNm]	f _{c28} [MPa]	Fe [MPa]	e [cm]	As' [cm ²]	As [cm ²]	Choix des barres	As ^{adopté} [cm ²]
Travées	42,41	25	400	2	0	4,22	4T12	4,52
Appui	75,39				0	4,61	6T12	6,79

➤ **Vérification**

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} > \frac{0.23b_o df_{t28}}{f_e} = 3,80\text{cm}^2 \quad [\text{BAEL,99}]$$

En travée : $A_s = 4,52\text{cm}^2 \geq A_{s \min}$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 6,79\text{cm}^2 \geq A_{s \min}$ vérifiée

• **Vérification des contraintes dans les armatures tendues**

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

b) Vérification à l'ELS :

$$M_{t_{\text{ser}}} = 0,85M_o = 46,27 \text{ kN.m}$$

$$M_{a_{\text{ser}}} = 0,5M_o = 27,22 \text{ kN.m}$$

Tableau 3.30 Vérification à l'ELS.

	$M_{\text{ser}}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	27,22	4,52	13,53	49401,59	7,45	Vérifiée
Appui	46,27	6,79	11,61	37255,41	14,42	Vérifiée

c) Effort tranchant :

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

Avec : $\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$ Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{58,04 \times 10^3}{200 \times 350} = 0,83\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,83 \leq \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

d) Vérification de la flèche :

Pour une poutre encastree à ses extrémités, la flèche est donnée par l'expression :

$$f = \frac{pl^4}{384EI}$$

Avec : I : l'inertie de la poutre.

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{20 \times 35^3}{12} = 71458,33 \text{cm}^4$$

$$P = 44,76 \text{KN/ml}$$

Donc on obtient : $f = 0,025 \text{cm}$

On doit également vérifier que : $f < \bar{f} = \frac{l}{500} = 0,938 \text{cm}$.

$f < \bar{f}$, la condition est vérifiée.

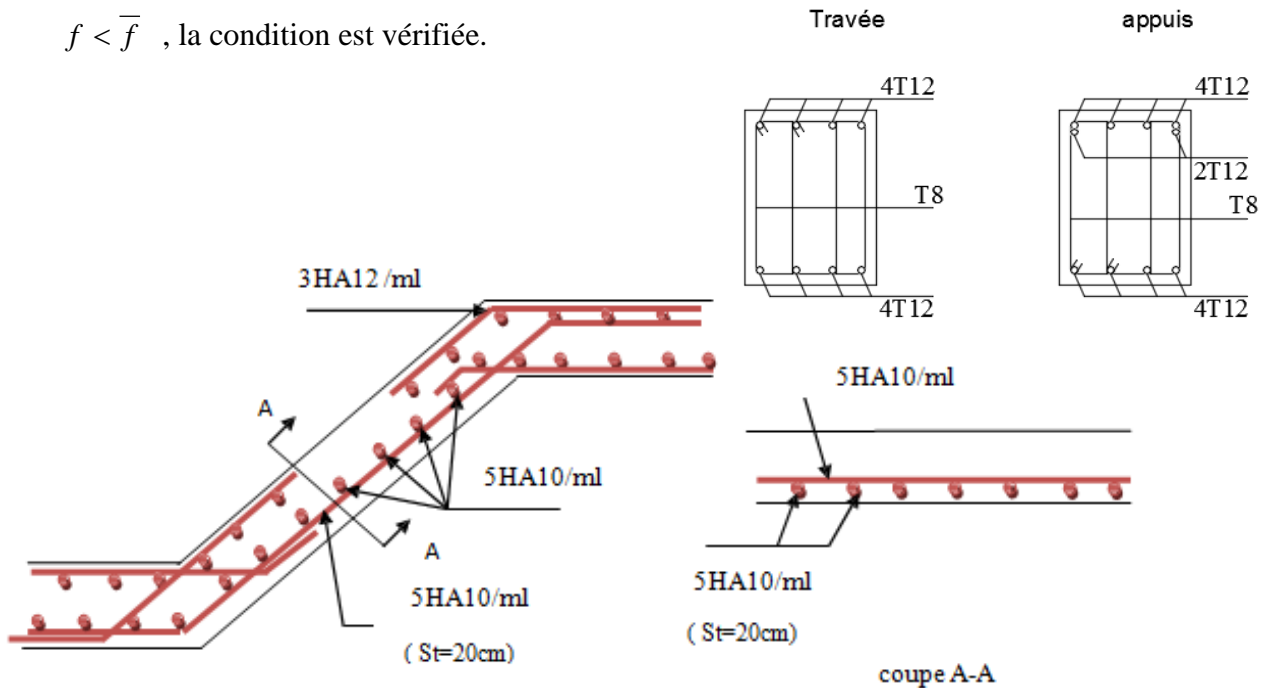


Figure 3.15 Disposition constructive des armatures des Escaliers à trois volées.

❖ Escalier type 2:

C. Escalier quartier tournant (RDC jusqu'au 17^{ème} étage)

$$H_{\text{étage}} = 3,06 \text{m} ; H = 1,53 \text{m} ; L_0 = 3,15 \text{m}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{1,53}{3,15} = 0,486 \Rightarrow \alpha = 25,91^\circ$$

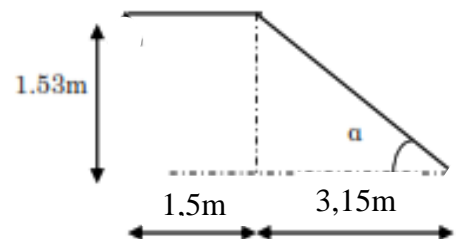
$$l = 1,5 + \frac{1,53}{\sin \alpha} \Rightarrow l = 5,00 \text{m}$$

- condition de flèche :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{500}{30} \leq e \leq \frac{500}{20}$$

$$\Rightarrow 16,67 \leq e \leq 25 \text{cm}$$

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



- calcul du nombre de contre marches en utilisant la formule de **BLONDEL**

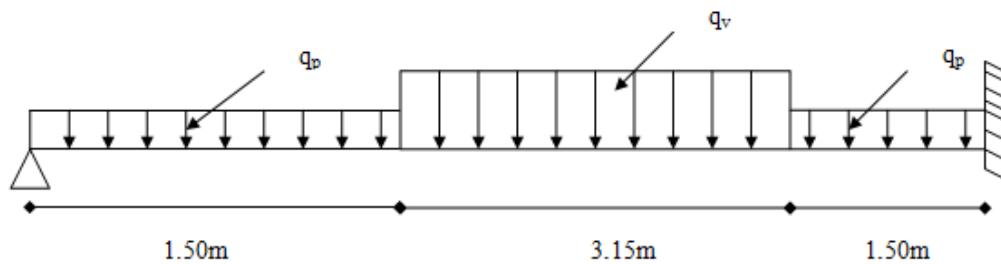
$$2h + g = 64\text{cm} \Rightarrow \frac{L}{n-1} + 2 \times \frac{H}{n} \approx 64$$

$$2H \times (n-1) + L_0 \times n \approx 64 \times n \times (n-1) \Rightarrow 0,64n^2 - (0,64 + 2h + L_0) \times n + 2H = 0$$

$$0,64n^2 - 6,85n + 3,06 = 0 ; \text{ qui a pour solution : } n=10$$

Ce qui nous donne au final : $n-1=9$; $h=17\text{cm}$; $g=30\text{cm}$.

1. Combinaison des Charges



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

Tableau 3.31 Charge à l'ELU et l'ELS.

	q_p (KN/ml)	q_v (KN/ml)
ELU	12,73	17,1
ELS	9,2	12,4

2. Calcul des Sollicitations

Tableau 3.32 Sollicitation à l'ELU et l'ELS escalier du type 1.a.

	q_p (kN)	q_v (kN)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	V_e (kN)	V_a (kN)
ELU	12,73	17,1	33,85	60,19	48,93	29,36
ELS	9,2	12,4	24,47	43,49	35,36	21,21

3. Calcul des Armatures

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ($b \times h$)

Tel que : $b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur voir annexe I).

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{bc} = 14,17\text{MPa} ; f_{t28} = 2,10\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=18 ; \sigma_s = 348\text{MPa} ;$$

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

Tableau 3.33 calcul des armatures de l'escalier.

	M_u (KNm)	μ	$\mu \pi \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	33,85	0,074	Oui	0	0,096	17,31	5,62	4T14	6,16
Appuis	60,19	0,131	Oui	0	0,176	16,73	10,34	7T14	10,78

Espacement :

En travée : $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$ On prend : $esp=25 cm$

Sur appui : $esp \leq \frac{100}{7} = 14,29cm$ On prend : $esp=15 cm$

Armature de répartition [HEN,99] :

▪ **En travée:** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,54cm^2 / ml \leq A_r \leq 3,08cm^2 / ml$

Le choix est de 3T10=2,36cm² avec $S_t=15cm$

▪ **Sur appui:** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,5cm^2 / ml \leq A_r \leq 5,39cm^2 / ml$

Le choix est de 6T10=4,71cm² avec $S_t=15cm$.

5. Vérifications**a. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17cm^2 \quad [\text{BAEL,99}]$$

En travée $A_s = 4,16cm^2 > A_s^{\min} = 2,17cm^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 10,78cm^2 > A_s^{\min} = 2,17cm^2$ vérifiée

b. Effort tranchant [BAEL,99] :

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

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

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{48,93 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,27MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \quad \text{vérifiée}$$

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

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 48,93 \cdot 10^3 - \frac{33,85 \times 10^6}{0,9 \times 180} = -160020,62 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- **Vérification des armatures transversales [DAV,99] :**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,271 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa.} \quad \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification à l'ELS :

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

c.1. Vérification des contraintes du béton [BAEL,99] :

Avec : $n=15$; $c'=2\text{cm}$; $d=13,5\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $A_s'=0$

On doit vérifier que :

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

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

Tableau 3.34 Vérification à l'ELS.

	$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	27,47	6,16	4,92	19778,23	6,83	Vérifiée
Appui	43,49	10,78	6,18	30459,13	8,82	Vérifiée

c.2. Vérification de la flèche [DAV,96] :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{615} = 0,0325 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{6,16}{100 \times 18,0} = 0,0034 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,1 \geq \frac{1}{10} = 0,1 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Une seule condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [BAEL,99].

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \end{cases} \quad L=6,15m \leq 5m$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 [BAEL,99] :

$$f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,20MPa \\ E_{vj} = 10818,86MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau 3.35 Vérification de la flèche de l'escalier.

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
27,47	6,16	0,0034	247,75	6,18	2,47	0,985	72580,27	11264,98	21142,25

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,287m \\ f_v = 0,454.cm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,167cm$$

$$\text{Donc : } \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 = \frac{615}{1000} + 0,5 = 1,12cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,167cm \quad \pi \quad \bar{f} = 1,12cm \quad \text{vérifiée.}$$

4. Etude de la poutre palière

$$b=20cm ; h=35cm ; d=31,5cm ; f_{bu} = 14,2MPa$$

Tableau 3.36 calcul des armatures de la poutre palière.

	M_U [kNm]	f_{c28} [MPa]	F_e [MPa]	e [cm]	$A_{s'}$ [cm ²]	A_s [cm ²]	Choix des barres	$A_{s^{adopté}}$ [cm ²]
Travées	79,33	25	400	2	0	8,72	4T20	12,57
Appui	95,03				0	11,05	4T20	12,57

➤ Vérification

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} > \frac{0.23b_o d f_{t28}}{f_e} = 3,80 \text{ cm}^2 \quad [\text{BAEL,99}]$$

En travée : $A_s = 9,42\text{cm}^2 \geq A_{s \text{ min}}$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 12,57\text{cm}^2 \geq A_{s \text{ min}}$ vérifiée

• **Vérification des contraintes dans les armatures tendues**

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

b) Vérification à l'ELS :

$$M_{t_{\text{ser}}} = 0,85M_o = 86,80 \text{ kN.m}$$

$$M_{a_{\text{ser}}} = 0,5M_o = 51,06 \text{ kN.m}$$

Tableau 3.37 Vérification à l'ELS.

	$M_{\text{ser}}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	86,80	9,42	15,18	60953,94	14,16	Vérifiée
Appui	51,06	12,57	16,70	72349,75	8,87	Vérifiée

c) Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_u}$$

Avec :

$$\overline{\tau_u} = \min(0,13 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa} \text{ Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{114,66 \times 10^3}{200 \times 350} = 1,638\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,638 \leq \overline{\tau_u} = 3,25\text{MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

d) Vérification de la flèche :

Pour une poutre encastree à ses extrémités, la flèche est donnée par l'expression :

$$f = \frac{pl^4}{384EI}$$

Avec :

I : l'inertie de la poutre

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{20 \times 35^3}{12} = 71458,33\text{cm}^4 \quad ; P : 44,76\text{KN/ml}$$

Donc on obtient : $f = 0,0725\text{cm}$

On doit également vérifier que : $f < \bar{f} = \frac{l}{500} = 0,93\text{cm}$; $f < \bar{f}$, la condition est vérifiée.

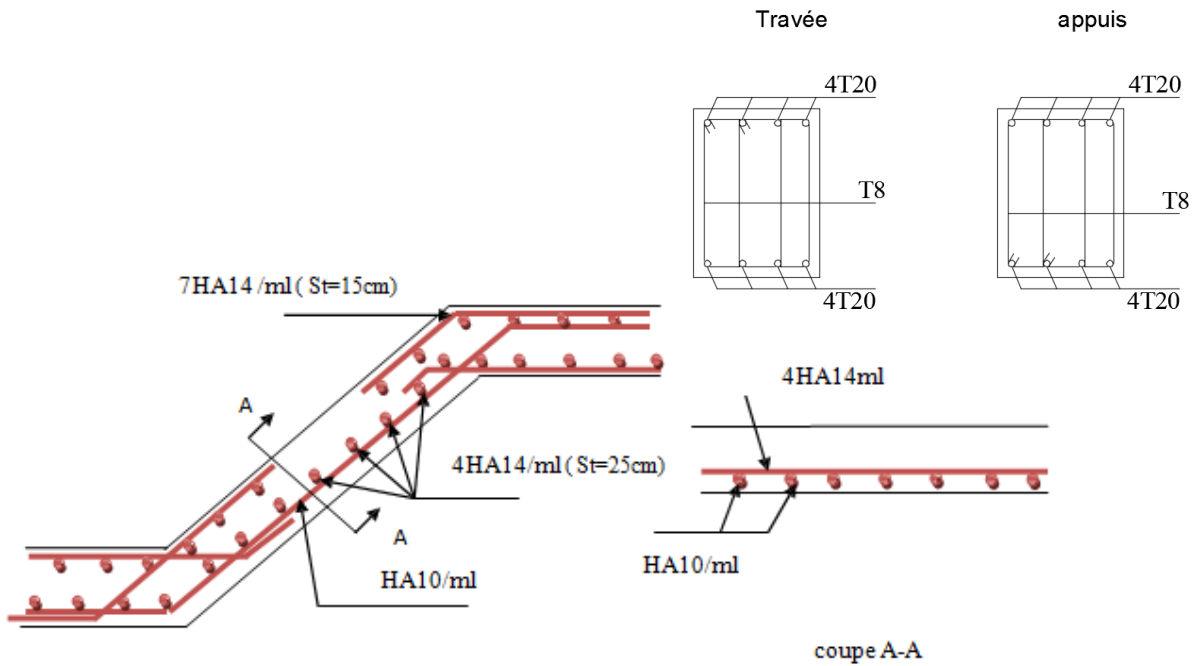


Figure 3.16 Disposition constructive des armatures des Escaliers quartier tournant.

4 ETUDE DYNAMIQUE

4.1 Introduction

Les séismes représentent une menace permanente pour l'homme. Depuis l'antiquité, les questions relatives à la nature de ces séismes ont préoccupé les hommes vivants dans les zones à risque sismique. Car ceux-ci peuvent causer des pertes énormes que ce soit en vies humaines ou en infrastructures.

Après chaque séisme destructeur, les hommes essayent de connaître les causes du cataclysme afin que cela ne se reproduise plus jamais. On a ainsi successivement attribué ces phénomènes aux passages des comètes, à la disposition des astres ou encore aux conditions atmosphériques, bien sûr sans résultats.

De ces circonstances, des études ont été développées pour connaître l'origine des mouvements sismiques et déterminer les solutions les plus adéquates à même de réduire les pertes en vies humaines et les pertes économiques. Et l'une des préventions les plus valables est la construction parasismique.

4.2 Objectif de l'étude sismique

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme.

Ce calcul est mené par les trois méthodes suivantes :

- Méthode statique équivalente;
- Méthode d'analyse modale spectrale;
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Ces méthodes se basent sur une modélisation mathématique par éléments finis.

4.3 Modélisation

4.3.1 Modélisation Mathématique par Élément Finis:

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement [DAV,99].

En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

4.3.2 Détermination des Fréquences et Modes Propres:

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

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

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

Avec :

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

$[K]$: Matrice de rigidité de la structure.

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

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

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

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

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

Avec :

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

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

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

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

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

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

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

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

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

L'expression ci dessus est appelée "*Equation caractéristique*".

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

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

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

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

4.3.3 Décomposition Modale des Equations de Mouvement [PFE, 05]:

Soit un système structural linéaire, à masse concentrée ayant plusieurs degrés de liberté et dont la base repose sur plusieurs supports. Ce système est soumis à une excitation sismique de translation (dans une seule direction) de nature uniforme. Les équations couplées du mouvement peuvent s'écrire sous la forme matricielle suivante :

$$[M]\left\{\ddot{x}\right\} + [c]\left\{\dot{x}\right\} + [K]\{x\} = \{P(t)\} \dots \dots \dots (7)$$

Si la structure étudiée est un bâtiment à plusieurs étages pour lequel les déplacements de la structure sont mesurés parallèlement au mouvement du sol alors $\{P(t)\}$ peut s'écrire :

$$\{P(t)\} = \{R\}^T [M] \ddot{U}_g(t) \dots \dots \dots (8)$$

$\ddot{U}_g(t)$: Accélération du sol.

$\{R\}$: Vecteur colonne unitaire.

$[M]$, $[c]$ et $[K]$: Matrices masse, Amortissement et Rigidité respectivement.

$\left\{ \ddot{x} \right\}, \left\{ \dot{x} \right\}$ et $\left\{ x \right\}$: Vecteurs Accélérations absolues, Vitesses et Déplacements relatifs respectivement.

L'équation (7) représente un système d'équations différentielles couplées. Elle peut être résolue directement par l'intégration directe des équations couplées. Cependant lors de l'analyse de la réponse sismique des structures linéaires, il semble plus efficace de transformer le système d'équation en un système de coordonnées normales en vue de découpler les équations différentielles du mouvement.

En effet, pratiquement, il a été démontré que ce type d'excitation de support tend à exciter particulièrement les quelques premiers modes de vibration. Subséquemment, une approximation satisfaisante de la réponse sismique de système ayant un nombre élevé de degré de liberté peut être obtenue en excluant de l'analyse modale un certain nombre de modes.

Il est donc certain que la technique de superposition modale reste un moyen performant permettant d'approcher au mieux les solutions du système d'équation différentielles données par (7).

Elle nécessite l'introduction de la transformation suivante :

$$\{x\} = [\phi]\{y\} \dots \dots \dots (9)$$

$[\phi]$: Est la matrice de transformation et $\{y\}$ est identique au vecteur des coordonnées normales.

Dans ce cas la substitution de l'équation (9) dans l'équation (7) et la pré multiplication par $[\phi]^T$ permet d'écrire :

$$([\phi]^T [M][\phi])\{\ddot{y}\} + ([\phi]^T [c][\phi])\{\dot{y}\} + ([\phi]^T [K][\phi])\{y\} = -[\phi]^T \{R\}^T [M] \ddot{U}_g(t)$$

Supposons à présent que la structure est amortie de manière classique cette hypothèse permet de découpler les équations de mouvement en une série d'équations modales indépendantes et cela en utilisant les vecteurs et valeurs propres réels correspondants au système non amorti.

L'application des propriétés d'orthogonalité permet alors d'écrire :

$$\ddot{Y}_K + (2\xi_K W_K) \dot{Y}_K + W_K^2 Y_K = -\gamma_K \ddot{U}_g(t) \dots \dots \dots (10)$$

Y_K : kième coordonné modale.

ξ_K : Facteur d'amortissement modale donné par :

$$2\xi_K W_K = \frac{\{\phi\}_K^T [c] \{\phi\}_K}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K}$$

W_K : Fréquence angulaire propre (modale) donnée par : $W_K^2 = \frac{\{\phi\}_K^T [K] \{\phi\}_K}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K}$

γ_K : Facteur de participation du mode K est donné par :

$$\gamma_K = \frac{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K \{R\}}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K} = \frac{L_K}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K} = \frac{L_K}{M_K}$$

La définition de L_K est analogue à celle de γ_K .

$\{\phi\}_K$: Vecteur propre du k ème mode de vibration.

L'équation (10) est analogue à l'équation d'équilibre gouvernante d'un oscillateur à un degré de liberté. Sa résolution peut se faire soit par intégration numérique (intégral de Duhamel), ce qui nécessite la connaissance de l'exacte évolution temporelle du chargement $\ddot{U}_g(t)$, soit par la méthode du spectre de réponse, ce qui implique la connaissance du spectre de réponse de l'excitation mais qui fournit uniquement la réponse modale maximale, c'est à dire, $\max(Y_K)$. Dans notre cas l'excitation sismique est définie par son spectre de réponse

4.3.4 Détermination de la Réponse Physique:

En effet, les réponses modales maximales représentent les ordonnées du spectre de réponse caractérisant un mouvement sismique donné. De ce fait, pour chaque mode individuel de la structure, la réponse maximale peut être obtenue directement par simple lecture à partir du spectre de réponse, ce qui s'écrit par exemple pour le vecteur déplacement relatif maximum associé au mode « K » comme suit :

$$\{X_K, \max\} = \{\phi\}_K \gamma_K S_d(\xi_K, \xi_K)$$

Où : $S_d(\xi_K, \xi_K)$: Représente le déplacement spectrale correspondant à l'amortissement et à la période du k ème mode de vibration.

Par ailleurs, la réponse physique (par opposition à modale) maximale de la structure ne peut être approchée par simple addition des réponses modales maximales, car ces derniers ne sont pas nécessairement toutes atteints au même instant. Par conséquent, la superposition (S.A.V sum of absolute values) des réponses modales (maximales) fournit incontestablement une limite supérieure de la réponse et de manière générale sur estime le maximum escompté de manière significative. Il apparaît donc plus raisonnable, de combiner de manière judicieuse les

réponses modales. La plus simple des méthodes de combinaison modale fréquemment utilisée est sans doute, La S.R.S.S (square root of sum of square).

Par exemple pour le vecteur déplacement, elle s'écrit :

$$\{x\}_{\max} = \sqrt{\{x_1, \max\}^2 + \{x_2, \max\}^2 + \dots + \{x_n, \max\}^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \{x_i, \max\}^2}$$

Où : n : Représente le nombre de mode considéré dans l'analyse, alors que les termes sous la racine carrée représentent le carré des vecteurs déplacements relatifs maximum associée à chaque mode.

Néanmoins, la méthode S.R.S.S bien que plus raffinée que la S.A.V, peut mener à une sous estimations de la réponse. Pour palier ses aspects négatifs d'autres règles de combinaisons plus élaborées ont été développés. Elles se basent sur la théorie des vibrations aléatoires et tiennent compte de l'inter corrélation modale par l'introduction dans la combinaison de coefficient de corrélation inters modaux. A titre d'exemple nous pouvons citer la règle de combinaison dite C.Q.C (complète quadratique combinaison).

4.4 Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement parasismique en vigueur à savoir le « **RPA99 version 2003** » [RPA, 03]. Ce dernier propose trois méthodes régies par des conditions d'application particulières, qui tiennent compte de la forme des structures à étudier et la qualification du personnel utilisateur. Ces méthodes se présentent comme suit :

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

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente prescrites par le RPA 99 version 2003, dans le cas du bâtiment étudié, ne sont pas vérifiées (car la structure est située en Zone de sismicité III dont la hauteur est supérieure à 30m, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique, car elle peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise (RPA, 2003).

4.5 Calcul des forces sismiques a la base par la méthode statique équivalente

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

A : coef d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Pour notre cas :

- Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation et commerciaux, constructions sportives dont la hauteur dépasse 48 m. Donc, il est classé en *groupe IB*.
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de Alger (zone III).

Donc : $A=0,30$

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

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

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

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (\text{formule 4.3, RPA99 version 2003})$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donné par le tableau 4.2 du RPA99 version 2003

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage en maçonnerie rigide, Donc d'après le tableau 4.2 du RPA99 version 2003

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8,5\% \quad \text{D'où } \eta = 0,816 > 0.7 \quad ; \quad \eta = 0,816.$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. D'après le tableau 4.7 du RPA99 version 2003.

(Site 3 : $T_1=0,15s$ et $T_2=0,5s$).

- Estimation de la période fondamentale :

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

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA99/version2003 par la formule :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (\text{formule 4.6 du RPA99 version 2003})$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_N = 55,36\text{m}$$

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplage et est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé, et des murs en maçonnerie :

$$\text{D'où : } C_T = 0.05$$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (55,36)^{3/4} = 1,015\text{s}$$

Dans notre cas (structure mixte), on peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0,09 h_n / \sqrt{D} \quad (\text{formule 4.7 du RPA99 version 2003})$$

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

$$\underline{\text{Selon } x-x} : L_x = 31,80\text{m} \Rightarrow T_x = 0,884\text{s}$$

$$\underline{\text{Selon } y-y} : L_y = 32,39\text{m} \Rightarrow T_y = 0,875\text{s}$$

D'après l'RPA99 version 2003, dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7)

$$\text{Donc : } T_x = 0,884\text{s} \quad ; \quad T_y = 0,875\text{s}$$

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0,15s & (\text{site3}) \\ T_2 = 0,50s & (\text{site3}) \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) \leq 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 2,5(0,816) \left(\frac{0,5}{0,884} \right)^{2/3} = 1,397$$

$$D_y = 2,5(0,816) \left(\frac{0,5}{0,875} \right)^{2/3} = 1,405$$

Q : facteur de qualité.

Tableau 4.1 Valeurs des pénalités P_q .

Critère q	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05 (N/Observé)
2. Redondance en plan	0,05 (N/Observé)
3. Régularité en plan	0,05 (N/Observé)
4. Régularité en élévation	0,05 (N/Observé)
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0 (Observé)
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10 (N/Observé)
Total	0.30

$$(Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1,30). \quad (\text{Formule 4.4 du RPA99 version 2003})$$

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

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du RPA99 version 2003

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

D'après le tableau 4.3 du RPA99 version 2003

R=5 (Mixte portiques/voiles avec interaction. catégorie A.4.a).

NB : on a pris le système de contreventement 4.a car notre bâtiment dépasse 33m.

W : poids de la structure

$$W = \sum W_{\text{étage}}^i \quad \text{tel que : } W_{\text{étage}}^i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{formule 4.5 RPA99 version 2003})$$

$W_{\text{étage}}^i$: représente le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher i.

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes (plancher i).

W_{Qi} : surcharge d'exploitation (plancher i).

$\beta = 0.3$ dans le cas de la structure étudiée (c'est le coefficient de pondération il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation).

4.6 Modélisation de la structure avec l'utilisation de la méthode modale spectrale

4.6.1 Principe:

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

4.6.2 Modélisation de la structure:

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

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation d'un outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre porté : il s'agit du **ETABS Nonlinear (version 18)**.

4.6.3 Description du logiciel ETABS:

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différents règlements en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). De plus de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à

utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert des données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

4.6.4 Modélisation des éléments structuraux:

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles (deck).

4.6.5 Modélisation de la masse:

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA99/Version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,3$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

4.6.6 Spectre de Réponse [RPA,03]:

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

4.6.7 Nombre de mode a considérer:

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) 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 :

$$\mathbf{K \geq 3 \sqrt{N}} \quad \text{et} \quad \mathbf{T_K \leq 0.20 \text{ sec}}$$

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

4.6.8 Effet de la torsion accidentelle:

Quand il est procédé à une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales, Les effets de la torsion accidentelle d'axe vertical sont à prendre en compte tel que décrit au paragraphe 4.2.7.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée ,une excentricité accidentelle(additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

4.7 Analyse de la structure

- **Modèle (variante 1) :** Dans cette variante la structure est contreventée uniquement par les voiles des cages d'escalier et d'ascenseurs, tel que proposé par les plans architecturaux.

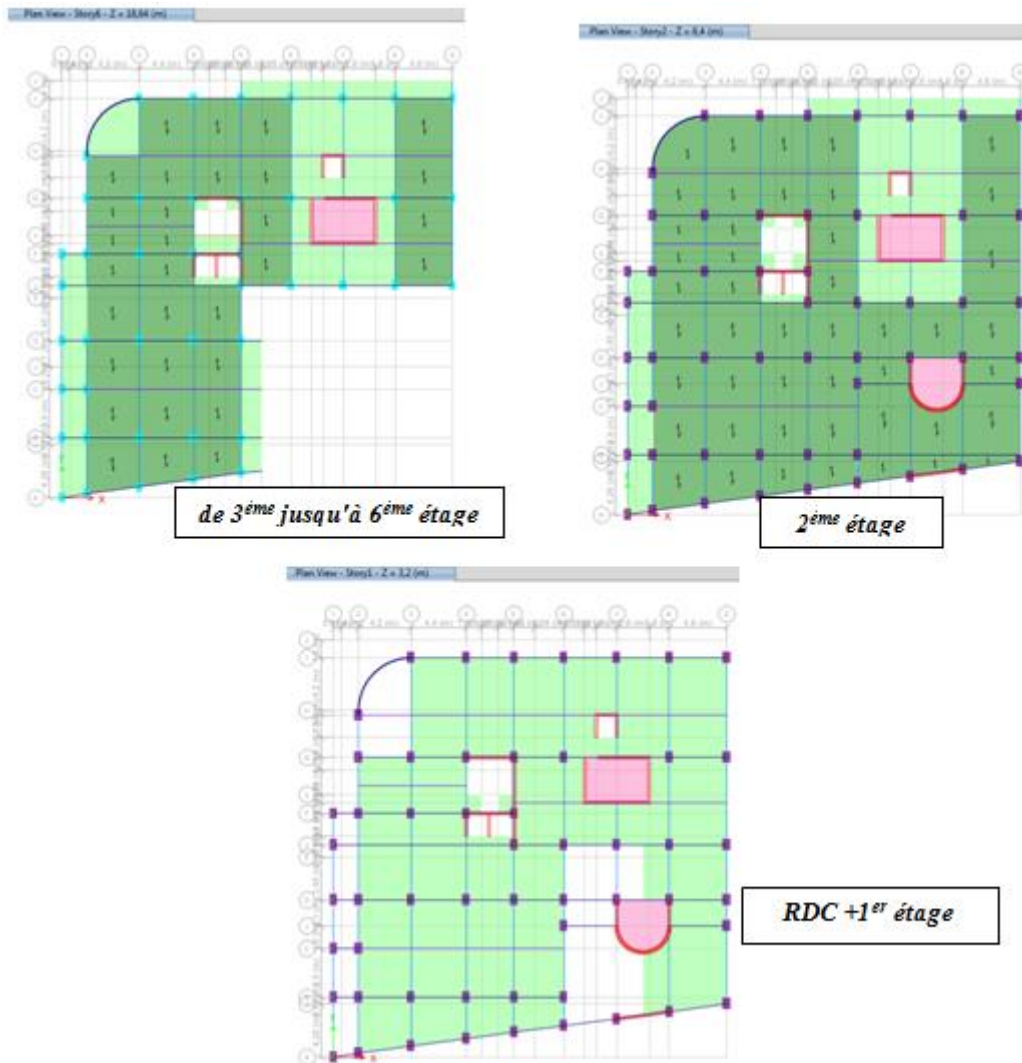


Figure 4.1 Modèle variante 1 (de RDC jusqu'à 6^{ème} étage).

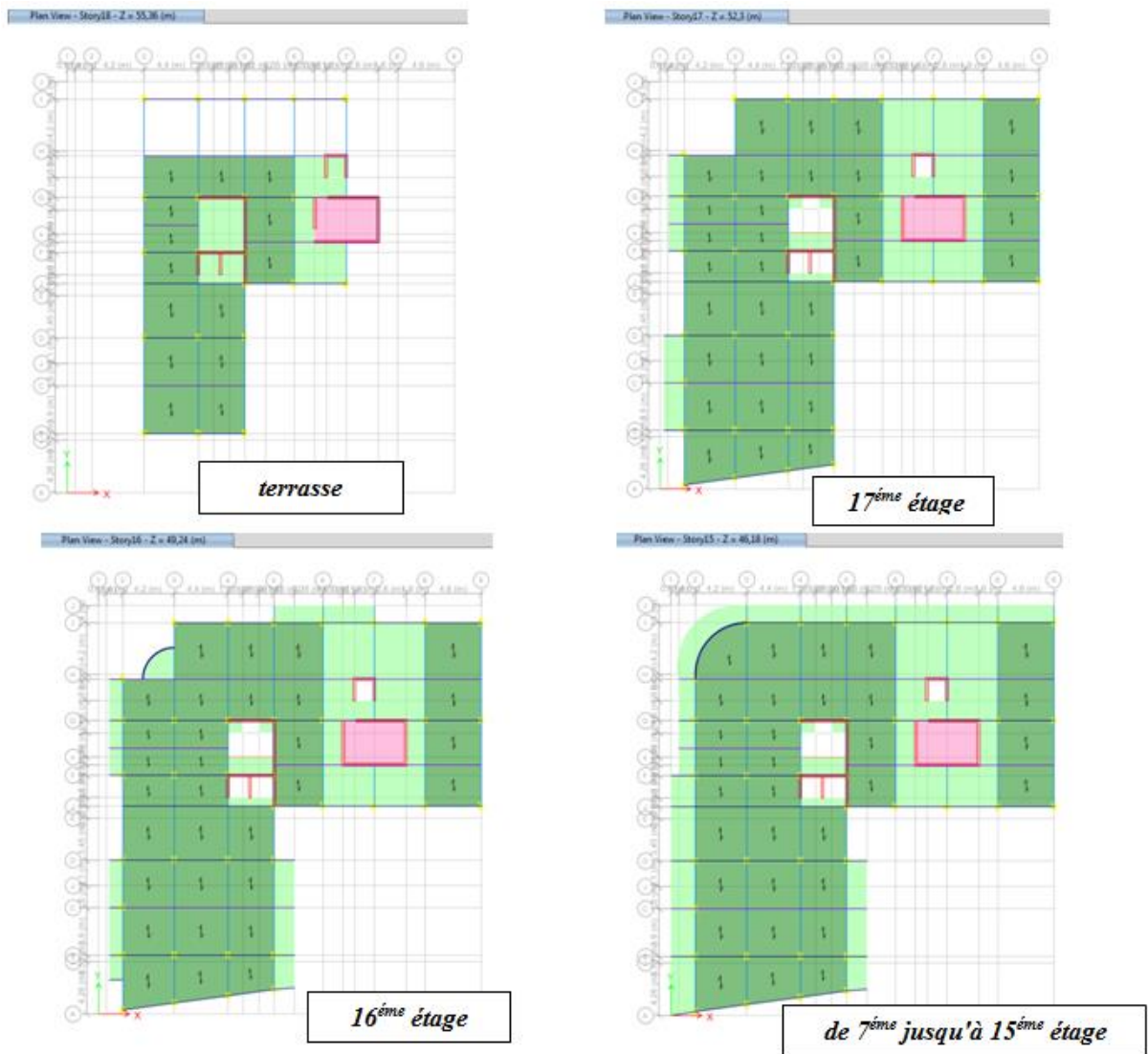


Figure 4.2 Modèle variante 1 (de 7ème étage jusqu'à terrasse).

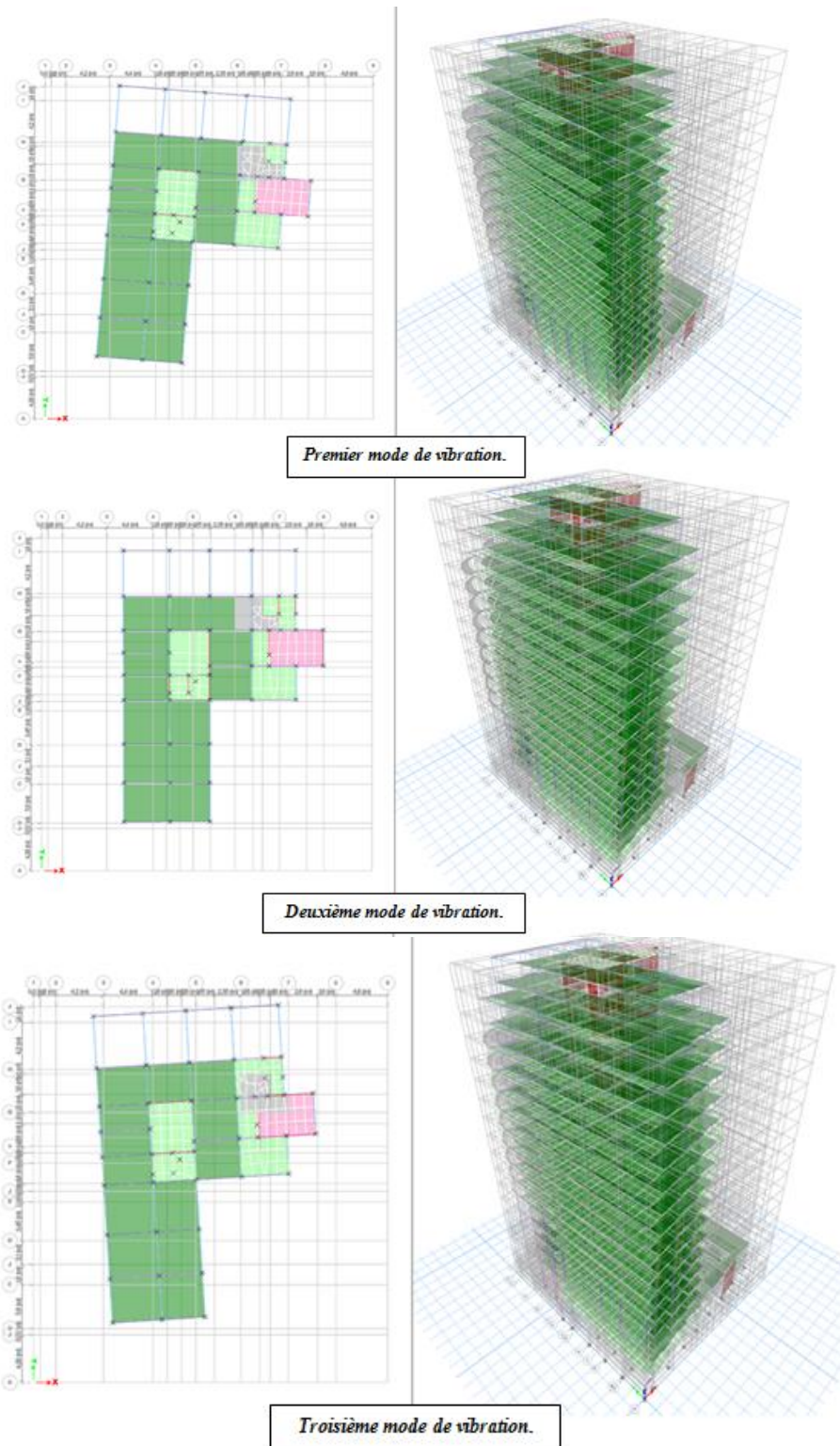


Figure 4.3 mode de vibration vue en plan et Vue 3D(variante 1).

4.7.1 Caractéristique géométriques et massiques de la structure:

4.7.1.1 Le centre de gravité des masses:

Le centre gravité des masses est le barycentre des masses, et le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme,...etc.)

Les éléments suivants seront pris en considération :

(Les planchers (dalles), Les voiles, Les poutres, Les poteaux, Les balcons, Les murs extérieurs, Les escaliers)

4.7.1.2 Résultats De L'analyse Dynamique:

Tableau 4.2 Période et facteurs de participation massique du modèle.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,417	0,0048	0,2714	0	0,0048	0,2714	0
2	1,326	0,6376	0,0003	0	0,6424	0,2717	0
3	1,194	0,0051	0,3764	0	0,6475	0,6481	0
4	0,469	0,0023	0,0351	0	0,6498	0,6833	0
5	0,382	0,1496	0,0089	0	0,7994	0,6921	0
6	0,329	0,0071	0,1238	0	0,8065	0,8159	0
7	0,263	0,004	0,0103	0	0,8105	0,8262	0
8	0,184	0,0434	0,0091	0	0,854	0,8353	0
9	0,175	0,0166	2,30E-06	0	0,8706	0,8353	0
10	0,158	0,0081	0,0526	0	0,8787	0,8879	0
11	0,13	0,0007	0,0004	0	0,8794	0,8883	0
12	0,113	0,0296	0,0073	0	0,909	0,8957	0
13	0,103	0,0113	0,0073	0	0,9203	0,903	0

4.7.1.3 Constatations:

-La participation massique dans les deux directions latérales dépasse le seuil des 90% à partir du 13^{ème} mode.

- Le 1^{er} mode est mode de torsion.
- Le 2^{ème} mode est mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

4.7.1.4 Vérification**4.7.1.5 n avec le RPA 99 Version 2003 [RPA ,03]:**

- Vérification de l'effort de cisaillement à la base : Soit : $V = \frac{ADQ}{R}W$

$W= 144495,2kN$; $R=5$; $D_x=1,397$; $D_y=1,405$; $Q=1,3$; $A=0,3$.

On a :

$$V^x = \frac{0,3 \times 1,397 \times 1,3}{5} \times 144495,2 = 15740,04kN \Rightarrow 0,8V^x = 12592,03kN$$

$$V^y = \frac{0,3 \times 1,405 \times 1,3}{5} \times 144495,2 = 15836,79kN \Rightarrow 0,8V^y = 12669,43kN$$

D'après le fichier des résultats de l'ETABS on a :
$$\begin{cases} F_x = V_t^x = 9667,68kN \\ F_y = V_t^y = 8085,738kN \end{cases}$$

Ce qui donne : $V_t^x \pi 0,8V^x$ et $V_t^y \pi 0,8V^y$

$$\Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,302 \\ r_y = 1,567 \end{cases}$$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par r_x , soit par r_y selon le sens d'excitation.

- Vérification de la Période

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

-Une période fondamentale : $T=1,42s$

$T=1,42s > 1.3T_e = 1,319s, \Rightarrow$ Condition non vérifiée.

Commentaire :

Le 1^{er} mode est un mode de torsion pure et la condition de la période, de l'art 4.2.4.4 du RPA 99 version 2003, n'est pas vérifiée donc on augmentant les sections des poteaux et renforce le système de contreventement par des voiles supplémentaires afin de conférer un meilleur comportement sismique à la structure.

Renforcement de l'ossature du bâtiment

- **Modèle (variante 2) :** Dans cette variante, les voiles de contreventement ont été disposées de manière symétrique afin d'équilibrer la structure faisant l'objet de notre étude. La configuration choisie est illustrée dans les figures ci-dessous.

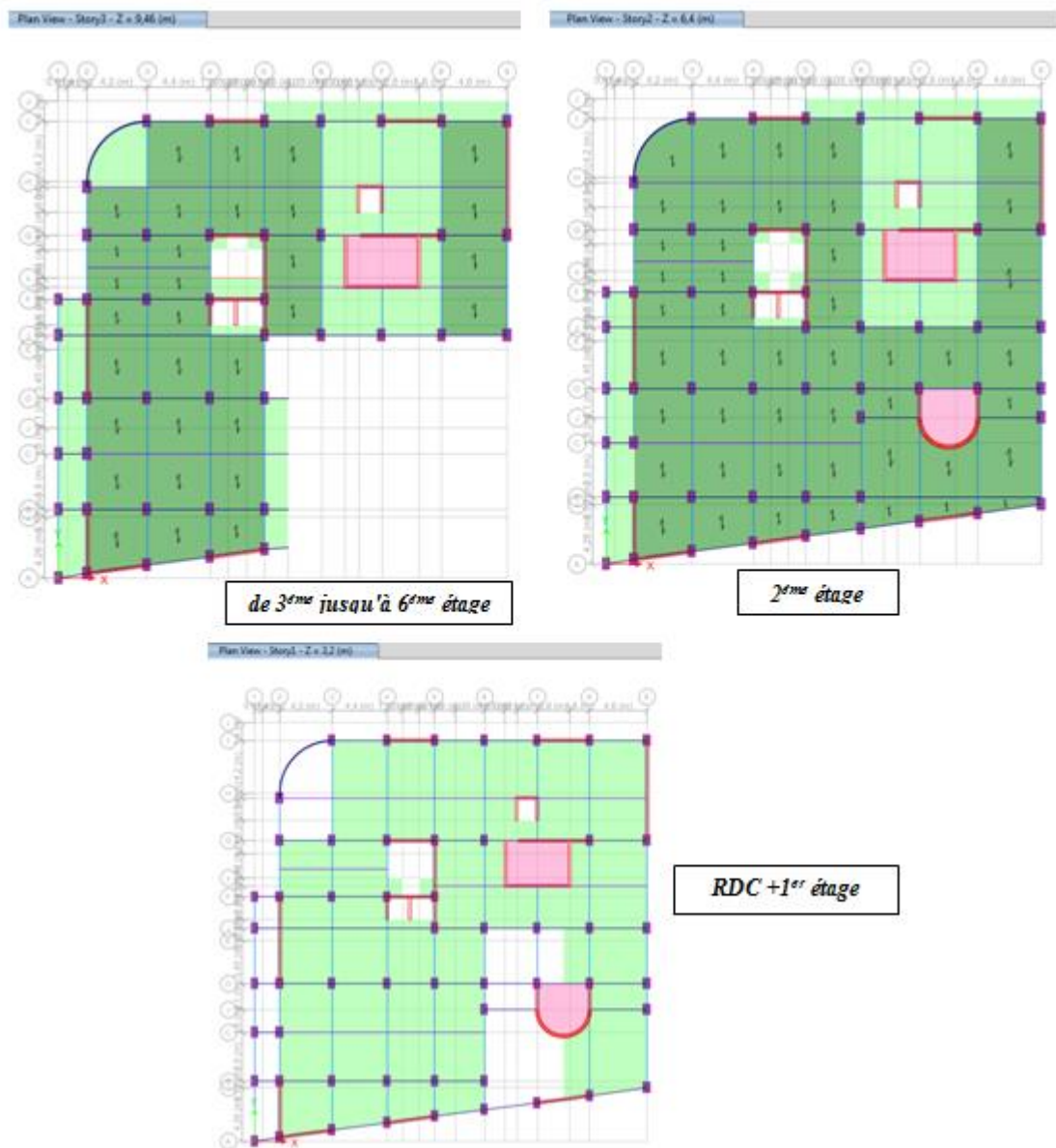


Figure 4.4 Modèle variante 2 (de RDC jusqu'à 6ème étage).

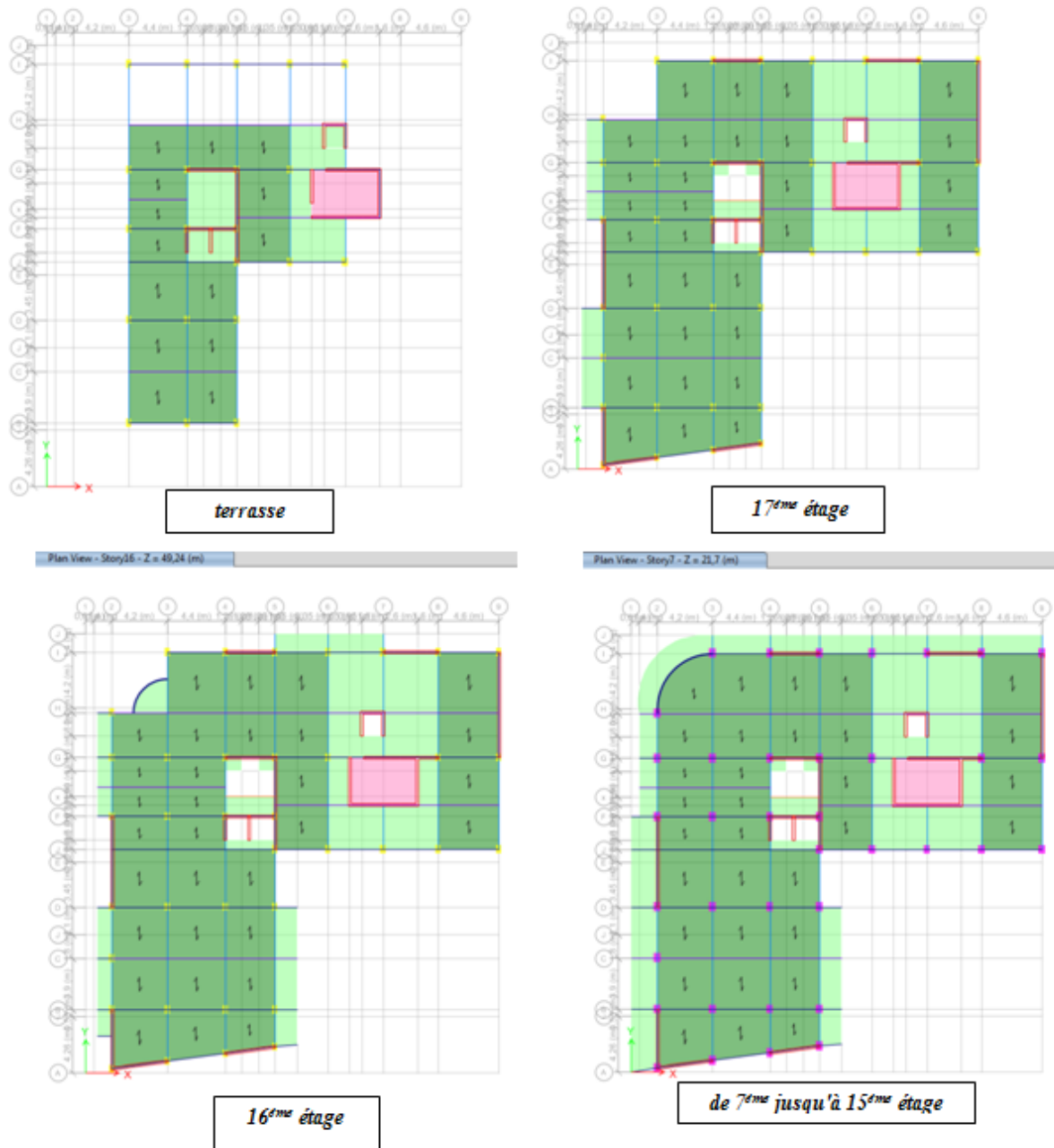


Figure 4.5 Modèle variante 2 (de 7^{ème} étage jusqu'à terrasse).

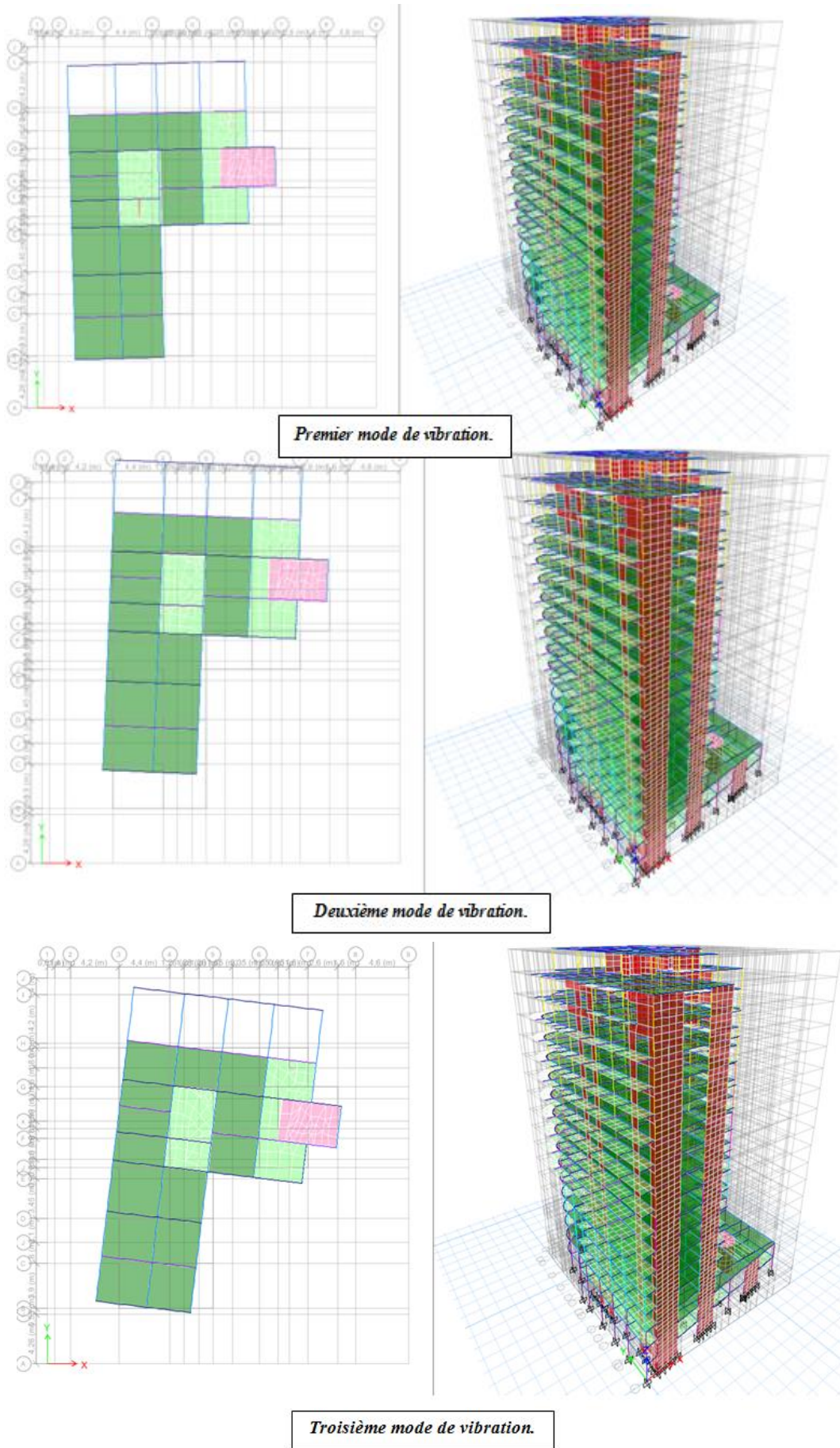


Figure 4.6 mode de vibration vue en plan et Vue 3D (variante 2).

4.7.2 Caractéristique géométriques et massiques de la structure:

4.7.2.1 Le centre de gravité des masses:

Le centre gravité des masses est le barycentre des masses, et le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme,...etc.)

Les éléments suivants seront pris en considération : Les planchers (dalles), Les voiles, Les poutres, Les poteaux, Les balcons, Les murs extérieurs, Les escaliers.

4.7.2.2 Résultats de l'analyse Dynamique:

Tableau 4.3 Période et facteurs de participation massique du modèle

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,161	0,6301	0,0026	0	0,6301	0,0026	0
2	1,067	0,0036	0,6223	0	0,6337	0,6249	0
3	0,86	0,0078	0,0169	0	0,6415	0,6418	0
4	0,321	0,1406	0,0136	0	0,7821	0,6554	0
5	0,298	0,0246	0,1313	0	0,8068	0,7867	0
6	0,228	0,0022	0,032	0	0,809	0,8187	0
7	0,154	0,035	0,0221	0	0,8439	0,8408	0
8	0,144	0,0371	0,029	0	0,881	0,8698	0
9	0,106	0,0008	0,019	0	0,8818	0,8889	0
10	0,097	0,0081	0,0193	0	0,89	0,9082	0
11	0,09	0,034	0,0061	0	0,924	0,9143	0

4.7.2.3 Constatations:

-La participation massique dans les deux directions latérales dépasse le seuil des 90% à partir du 11^{ème} mode.

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.

- Le 2^{ème} mode est mode de translation parallèlement à y-y.

- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

4.7.2.4 Vérification avec le RPA 99 Version 2003 [RPA ,03]:

- Vérification de l'effort de cisaillement a la base : Soit : $V = \frac{ADQ}{R}W$

$W=152112,5kN$; $R=5$; $D_x=1,397$; $D_y=1,405$; $Q=1,30$; $A=0,30$.

On a :

$$V^x = \frac{0,3 \times 1,397 \times 1,3}{5} \times 152112,5 = 16569,79kN \Rightarrow 0,8V^x = 13255,83kN$$

$$V^y = \frac{0,3 \times 1,405 \times 1,3}{5} \times 152112,5 = 16671,64kN \Rightarrow 0,8V^y = 13337,31kN$$

D'après le fichier des résultats de l'**ETABS** on a :
$$\begin{cases} F_x = V_t^x = 10403,86kN \\ F_y = V_t^y = 10912,43kN \end{cases}$$

Ce qui donne : $V_t^x \geq 0,8V^x$ et $V_t^y \geq 0,8V^y \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,219 \\ r_y = 1,196 \end{cases}$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par r_x , soit par r_y selon le sens d'excitation.

- Vérification de la Période

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

-Une période fondamentale : $T=1,16s$

$T=1,16s < 1.3T_e = 1,11s. \Rightarrow$ La condition est vérifiée

- Vérification des déplacements latéraux inter-étages

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99** version 2003, concerne les déplacements latéraux inter étages.

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

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

Où : he représente la hauteur de l'étage.

Avec :
$$\begin{aligned} \delta_K^x &= Rr_x \delta_{eK}^x & \text{et} & \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x & \text{et} & \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y$, Δ_K^y).

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

Données : $r_x=1,219$; $r_y=1,196$; $R=5$.

Tableau 4.4 Vérification des déplacements inter étages.

Niveaux	Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Obser
17 ^{ème}	55,36	50,746	46,663	309,23	278,61	19,61	6,53	30,6	Ok
16 ^{ème}	52,30	47,562	45,647	289,63	272,08	15,92	27,77	30,6	Ok
15 ^{ème}	49,24	44,918	40,903	273,71	244,31	18,02	15,80	30,6	Ok
14 ^{ème}	46,18	41,969	38,268	255,69	228,51	19,43	17,62	30,6	Ok
13 ^{ème}	43,12	38,782	35,319	236,26	210,89	20,19	18,27	30,6	Ok
12 ^{ème}	40,06	35,469	32,261	216,07	192,62	20,87	18,81	30,6	Ok
11 ^{ème}	37	32,046	29,114	195,20	173,82	21,21	19,10	30,6	Ok
10 ^{ème}	33,74	28,567	25,916	174,00	154,72	21,44	19,23	30,6	Ok
9 ^{ème}	30,88	25,05	22,696	152,56	135,50	21,45	19,15	30,6	Ok
8 ^{ème}	27,82	21,529	19,49	131,11	116,35	20,94	18,56	30,6	Ok
7 ^{ème}	24,76	18,093	16,382	110,17	97,79	20,31	17,95	30,6	Ok
6 ^{ème}	21,70	14,759	13,375	89,86	79,84	19,81	16,81	30,6	Ok
5 ^{ème}	18,64	11,504	10,562	70,06	63,03	17,63	15,16	30,6	Ok
4 ^{ème}	15,58	8,61	8,024	52,43	47,88	15,92	14,13	30,6	Ok
3 ^{ème}	12,52	5,997	5,657	36,51	33,75	13,86	12,40	30,6	Ok
2 ^{ème}	9,46	3,722	3,579	22,65	21,35	11,71	10,89	30,6	Ok
1 ^{ème}	6,4	1,796	1,751	10,95	10,46	7,38	7,03	32,0	Ok
RDC	3,2	0,585	0,575	3,57	3,43	3,57	3,43	32,0	Ok

Nous remarquons que les déplacements inter étages ne dépassent pas les déplacements admissibles, alors la condition de l'art 5.10 de **le RPA 99 version 2003** est vérifiée.

N.B : d'après l'Art 4.4.3 de **le RPA 99 version 2003**, le calcul des déplacements utilisés correspond aux forces sismiques (Ex et Ey).

4.8 JUSTIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT

Outre les vérifications prescrites par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

N_d : L'effort normal de compression correspond à la combinaison de charge $G + Q \pm E$

B_c : L'aire de la section brute.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton ($f_{c28} = 25$ Mpa).

Tableau 4.5 Vérification de l'effort normal réduit.

Etage	B_c (cm ²)	N_d (KN)	ν	vérification
De 12 ^{ème} à 17 ^{ème}	60×40	1439,62	0,240	vérifiée
De 9 ^{ème} à 11 ^{ème}	60×45	2462,33	0,365	Non vérifiée
De 6 ^{ème} à 8 ^{ème}	70×50	3536,46	0,404	Non vérifiée
De 3 ^{ème} à 5 ^{ème}	80×55	4349,98	0,395	Non vérifiée
De RDC à 2 ^{ème}	90×60	5076,74	0,376	Non vérifiée

Commentaires :

L'effort normal réduit ν dépassent 0,3 dans quelque étage. A cet effet, nous avons augmenté la résistance caractéristique désirée du béton jusqu'à 35Mpa ($f_{c28} = 35$ Mpa) tout en gardant les mêmes sections des poteaux arrêtées pour la configuration initiale.

➤ **Modèle (variante 3) : ($f_{c28} = 35$ MPa)**

4.9 Résultats de l'analyse dynamique**Tableau 4.6 Période et facteurs de participation massique du modèle.**

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,097	0,6301	0,0026	0	0,6301	0,0026	0
2	1,009	0,0037	0,6223	0	0,6337	0,6249	0
3	0,813	0,0078	0,0169	0	0,6415	0,6418	0
4	0,304	0,1406	0,0136	0	0,7821	0,6554	0
5	0,281	0,0247	0,1313	0	0,8068	0,7867	0
6	0,215	0,0022	0,032	0	0,809	0,8187	0
7	0,145	0,0349	0,0221	0	0,8439	0,8408	0
8	0,136	0,0371	0,029	0	0,881	0,8698	0
9	0,1	0,0008	0,019	0	0,8818	0,8889	0
10	0,092	0,0081	0,0193	0	0,8899	0,9082	0
11	0,085	0,034	0,0061	0	0,924	0,9143	0

Constatations:

-La participation massique dans les deux directions latérales dépasse le seuil des 90% à partir du 11^{ème} mode.

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

4.9.1 Vérification avec le RPA 99 Version 2003 [RPA ,03]:

- Vérification de l'effort de cisaillement a la base : Soit : $V = \frac{ADQ}{R}W$

$W=152112,45kN$; $R=5$; $D_x=1,397$; $D_y=1,405$; $Q=1,30$; $A=0,30$

$$V^x = \frac{0,3 \times 1,397 \times 1,3}{5} \times 152112,45 = 16569,79kN \Rightarrow 0,8V^x = 13255,83kN$$

On a :

$$V^y = \frac{0,3 \times 1,405 \times 1,3}{5} \times 152112,45 = 16671,64kN \Rightarrow 0,8V^y = 13337,31kN$$

D'après le fichier des résultats de l'**ETABS** on a :
$$\begin{cases} F_x = V_t^x = 13715,42kN \\ F_y = V_t^y = 13743,58kN \end{cases}$$

Ce qui donne : $V_t^x \geq 0,8V^x$ et $V_t^y \geq 0,8V^y \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1 \\ r_y = 1 \end{cases}$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par r_x , soit par r_y selon le sens d'excitation.

- Vérification de la Période

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

-Une période fondamentale : $T=1,097s$

$T=1,097s < 1.3T_e = 1,319s. \Rightarrow$ La condition est vérifiée

- Vérification des déplacements latéraux inter-étages

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99** version 2003, concerne les déplacements latéraux inter étages.

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

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

Où : he représente la hauteur de l'étage.

Avec :
$$\begin{aligned} \delta_K^x &= Rr_x \delta_{eK}^x & \text{et} & \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x & \text{et} & \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y, \Delta_K^y$).

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

Données : $r_x=1$; $r_y=1$; $R=5$.

Tableau 4.7 Vérification des déplacements inter étages.

Niveaux	Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Obser
17 ^{ème}	55,36	57,587	51,646	287,94	258,23	18,06	5,62	30,6	Ok
16 ^{ème}	52,30	53,976	50,522	269,88	252,61	14,98	26,24	30,6	Ok
15 ^{ème}	49,24	50,98	45,274	254,90	226,37	16,73	14,57	30,6	Ok
14 ^{ème}	46,18	47,634	42,36	238,17	211,80	18,08	16,32	30,6	Ok
13 ^{ème}	43,12	44,018	39,096	220,09	195,48	18,80	16,92	30,6	Ok
12 ^{ème}	40,06	40,258	35,712	201,29	178,56	19,44	17,43	30,6	Ok
11 ^{ème}	37	36,371	32,226	181,86	161,13	19,76	17,71	30,6	Ok
10 ^{ème}	33,74	32,419	28,685	162,10	143,43	19,98	17,83	30,6	Ok
9 ^{ème}	30,88	28,423	25,119	142,12	125,60	20,00	17,76	30,6	Ok
8 ^{ème}	27,82	24,424	21,567	122,12	107,84	19,52	17,21	30,6	Ok
7 ^{ème}	24,76	20,52	18,125	102,60	90,63	18,93	16,66	30,6	Ok
6 ^{ème}	21,70	16,734	14,794	83,67	73,97	18,48	15,57	30,6	Ok
5 ^{ème}	18,64	13,039	11,68	65,20	58,40	16,42	14,05	30,6	Ok
4 ^{ème}	15,58	9,755	8,871	48,78	44,36	14,82	13,10	30,6	Ok
3 ^{ème}	12,52	6,792	6,252	33,96	31,26	12,90	11,49	30,6	Ok
2 ^{ème}	9,46	4,213	3,954	21,07	19,77	10,91	10,10	30,6	Ok
1 ^{ème}	6,4	2,032	1,934	10,16	9,67	6,85	6,50	32,0	Ok
RDC	3,2	0,662	0,634	3,31	3,17	3,31	3,17	32,0	Ok

Nous remarquons que les déplacements inter étages ne dépassent pas les déplacements admissibles, alors la condition de l'art 5.10 de **le RPA 99 version 2003** est vérifiée.

N.B : d'après l'Art 4.4.3 de **le RPA 99 version 2003**, le calcul des déplacements utilisés correspond aux forces sismiques (Ex et Ey) .

4.10 Justification de l'effort normal réduit

Outre les vérifications prescrites par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

N_d : L'effort normal de compression correspond à la combinaison de charge $G + Q \pm E$

B_c : L'aire de la section brute.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton. ($f_{c28} = 35$ Mpa.) .

Tableau 4.8 Vérification de l'effort normal réduit.

Etage	B_c (cm ²)	N_d (KN)	ν	vérification
De 12 ^{ème} à 17 ^{ème}	60×40	1457,21	0,173	vérifiée
De 9 ^{ème} à 11 ^{ème}	60×45	2490,91	0,264	vérifiée
De 6 ^{ème} à 8 ^{ème}	70×50	3577,82	0,292	vérifiée
De 3 ^{ème} à 5 ^{ème}	80×55	4400,85	0,286	vérifiée
De RDC à 2 ^{ème}	90×60	5133,73	0,272	vérifiée

Commentaires :

D'après les valeurs de l'effort normal réduit ν , nous constatons que les sections des poteaux arrêtées pour la configuration initiale ci-dessus sont suffisantes pour une résistance caractéristique du béton égale à 35 Mpa ($f_{c28} = 35$ Mpa.).

4.10.1 JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P-Δ:

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

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \quad (\text{Art 5.9 RPA99 version 2003}) [\text{RPA, 03}]$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation 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". $V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K : Hauteur de l'étage "K"

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, Les effets $P-\Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$
- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau 4.9 Calcul de θ_x et θ_y .

Niveaux	P_K (kN)	Δ_x (cm)	Δ_y (cm)	V_{Kx} (kN)	V_{Ky} (kN)	h_K (cm)	θ_x	θ_y	$\theta(x \text{ ou } y) \leq 0,1$
17 ^{ème}	3926,13	1,81	0,56	1038,84	926,56	306	0,022	0,008	OK
16 ^{ème}	11522,92	1,50	2,62	2758,02	2554,79	306	0,020	0,039	OK
15 ^{ème}	19107,43	1,67	1,46	4187,49	4005,64	306	0,025	0,023	OK
14 ^{ème}	27231,96	1,81	1,63	5429,56	5338,54	306	0,030	0,027	OK
13 ^{ème}	35356,49	1,88	1,69	6491,32	6481,40	306	0,033	0,030	OK
12 ^{ème}	43481,01	1,94	1,74	7436,71	7478,75	306	0,037	0,033	OK
11 ^{ème}	51681,94	1,98	1,77	8277,53	8362,14	306	0,040	0,036	OK
10 ^{ème}	59882,86	2,00	1,78	9019,98	9155,69	306	0,043	0,038	OK
9 ^{ème}	68083,78	2,00	1,78	9691,76	9879,03	306	0,046	0,040	OK
8 ^{ème}	76486,06	1,95	1,72	10338,44	10555,63	306	0,047	0,041	OK
7 ^{ème}	84888,35	1,89	1,67	10971,34	11187,33	306	0,048	0,041	OK
6 ^{ème}	93290,63	1,85	1,56	11557,56	11753,14	306	0,049	0,040	OK
5 ^{ème}	101921,27	1,64	1,40	12071,40	12247,16	306	0,045	0,038	OK
4 ^{ème}	110571,92	1,48	1,31	12534,39	12693,13	306	0,043	0,037	OK
3 ^{ème}	119222,56	1,29	1,15	12941,17	13076,45	306	0,039	0,034	OK
2 ^{ème}	128174,47	1,09	1,01	13281,70	13385,58	306	0,034	0,032	OK
1 ^{ème}	139953,51	0,69	0,65	11755,61	12691,73	320	0,025	0,022	OK
RDC	151695,64	0,33	0,32	12715,44	13163,41	320	0,012	0,011	OK

Commentaire :

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à 0,1, donc l'effet $P-\Delta$ peut être négligé pour le cas de notre structure.

4.11 Conclusion

D'après les résultats obtenus découlant de l'étude dynamique et sismique de la structure effectuée dans ce chapitre avec leur vérification vis à vis du règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA99 version 2003), on peut conclure que le bâtiment est correctement dimensionné et vérifié vis à vis d'une action sismique probable, ce qui nous permet de passer au ferrailage de ses différents éléments résistants dans le chapitre suivant.

5 ETUDE AU VENT

5.1 Introduction

Le vent est un phénomène météorologique résultant de la différence de pressions entre les zones de l'atmosphère, ce phénomène se déroule dans les couches supérieures de ce dernier. Le mouvement de l'air est parfois régulier (laminaire) et à proximité du sol il devient turbulent à cause des irrégularités des surfaces.

L'objet de cette étude est l'évaluation des sollicitations agissant sur la structure, telle que moments fléchissant et efforts tranchant qui sont engendrés par l'effet du vent

Le calcul est conduit selon les règles en vigueur R.N.V 99 [RNV,99].

Le bâtiment sera modélisé par une console encastrée dans le sol et soumis à une pression due au vent répartie sur sa hauteur.

5.2 Principe de calcul

- Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

A partir du Règlement Neige et Vent 99 [RNV,99], dans le cas d'une construction rectangulaire, il faut considéré les deux directions du vent.

- Les actions du vent sont proportionnelles à la projection de la surface considérée dans un plan perpendiculaire à la direction du vent, appelée maître couple.
- Pour la détermination de l'action du vent, il y a deux catégories de construction, catégorie I et catégorie II.
- pour une direction du vent donné, le concepteur doit effectué les opération suivantes :
 - Vérification à la stabilité d'ensemble d'une construction.
 - Dimensionnement des éléments de structure d'une construction.
 - Vérification vis à vie du détachement tourbillonnaire.
 - Dans notre étude nous ne concernons que de la vérification à la stabilité de la structure.

5.3 Application du règlement neige et vent 99 [RNV,99]

La vérification de la stabilité d'ensemble de notre construction : catégorie I (bâtiment à usage d'habitation) doit passer par les étapes suivantes :

- Détermination du coefficient dynamique C_a .
- Détermination de la pression dynamique du vent q_{dyn} .
- Détermination des coefficients de la pression extérieure C_{pe} et intérieur C_{pi}

- Calcul de la pression due au vent.
- Calcul des forces de frottements.
- Calcul de la résultante des pressions agissant à la surface de la construction.
- Détermination de l'excentricité de la force globale horizontale.

5.3.1 Présentation Générale:

Pour l'application du règlement, on a besoin de quelques données sur notre ouvrage, qu'on peut les citer :

- On se trouve dans un site plat ($\Phi < 0,05$), donc à partir du tableau 2.5 du R.N.V99, on distingue la valeur du coefficient de topographie ; $C_t = 1$.
- Notre ouvrage est implanté à Chéraga, situé dans la zone de vent numéro I, donc à partir du tableau 2.3 du R.N.V99 on a : $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$.
- Le terrain est de catégorie III (zone urbaine). Donc à partir du R.N.V99 on distingue les coefficients suivants :
 - Facteur de terrain: $K_T=0,22$.
 - Paramètre de rugosité: $Z_0=0,3m$.
 - Hauteur minimale: $Z_{min}=8m$.
 - ξ : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d : $\xi=0,37$.

5.3.2 Détermination du Coefficient Dynamique C_d :

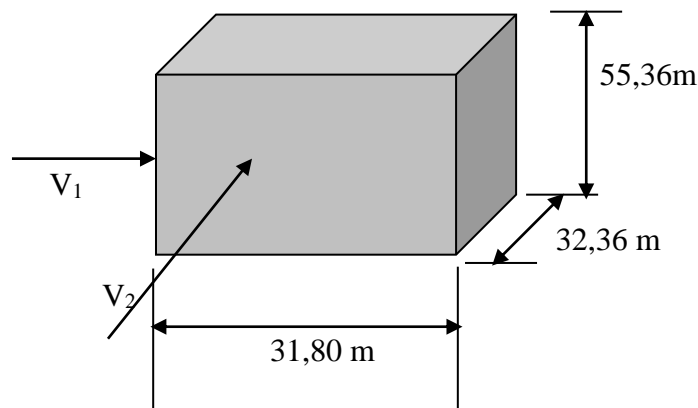


Figure 5.1 Action du vent.

Sens x.x :

La structure du bâtiment étant en béton armé, on utilise la figure 3.1 du RNV99, Pour $h = 55,36m$ et $b = 32,36m$.

$$C_d = 0,95$$

Après interpolation, on aura :

Sens y,y :

Pour $h = 55,36$ m et $b = 31,80$ m.

$$C_d = 0,95$$

Après l'interpolation On aura :

La structure sera considéré comme peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent (car $c_d < 1.2$ chap 1 3.2)

5.3.3 Détermination de la Pression Dynamique 'q_{dyn}' :

La structure est de hauteur totale >10 m. IL y a donc lieu de subdiviser le maître couple.

On calculera donc la pression dynamique à :

Mi-hauteur de chaque étage pour ce qui concerne les parois verticales.

La hauteur totale $h = 55,36$ m ce qui concerne la toiture.

Notre bâtiment est construit pour une durée de vie supérieure à 5 ans, donc il est classé parmi les structures permanentes.

A partir du R.N.V99, la relation de la pression dynamique est donnée par la formule suivante :

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{réf} \times C_e(Z_j) \quad [N/m^2]$$

q_{ref}: est la pression dynamique de référence, donnée par le tableau 2.3 du RNV99 en fonction de la zone de vent. Pour la zone 1, comme dans notre cas ; $q_{ref} = 375$ N/m².

C_e : c'est le coefficient d'exposition au vent, tien compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographique de site, et de la hauteur au dessus de sol. En outre il tien compte de la nature turbulente de vent.

A partir de paragraphe 1.3.2, C_e des structure peu sensible aux excitations dynamique est

donné par :

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(Z) \times C_t(Z)} \right]$$

Tel que :

- **K_T** : c'est le facteur de terrain donné par le tableau 2.4 : $K_T = 0.22$
- **C_t** : c'est le coefficient de topographie, tiré à partir de tableau 2.5 : $C_t = 1$
- **C_r** : est le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyen du vent. Il est définit par la loi logarithmique ci après :

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r(Z) = K_T \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{pour : } Z_{\min} \leq Z \leq 200m \\ C_r(Z) = K_T \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \quad \text{pour : } Z < Z_{\min} \end{array} \right. \quad Z \text{ (en m) est la hauteur considérée.}$$

Les différentes valeurs de q_{dyn} sont données dans le tableau ci dessous :

Tableau 5.1 Valeurs de la pression dynamique.

Z(m)	C_t	C_r	C_e	$q_{dyn}(N/m^2)$
55,36	1	1,148	3,086	1157,184
52,30	1	1,135	3,036	1138,547
49,24	1	1,122	2,987	1120,037
46,18	1	1,108	2,934	1100,244
43,12	1	1,092	2,874	1077,804
40,06	1	1,077	2,819	1056,941
37	1	1,059	2,752	1032,128
33,74	1	1,039	2,680	1004,843
30,88	1	1,019	2,608	977,858
27,82	1	0,996	2,526	947,196
24,76	1	0,971	2,438	914,318
21,70	1	0,942	2,338	876,767
18,64	1	0,908	2,223	833,544
15,58	1	0,869	2,093	785,033
12,52	1	0,821	1,938	726,893
9,46	1	0,759	1,745	654,353
6,4	1	0,672	1,486	557,424
3,2	1	0,521	1,074	402,668
2	1	0,521	1,074	402,668

5.3.4 Détermination des Coefficients de Pression :

5.3.4.1 coefficient de pression extérieure :

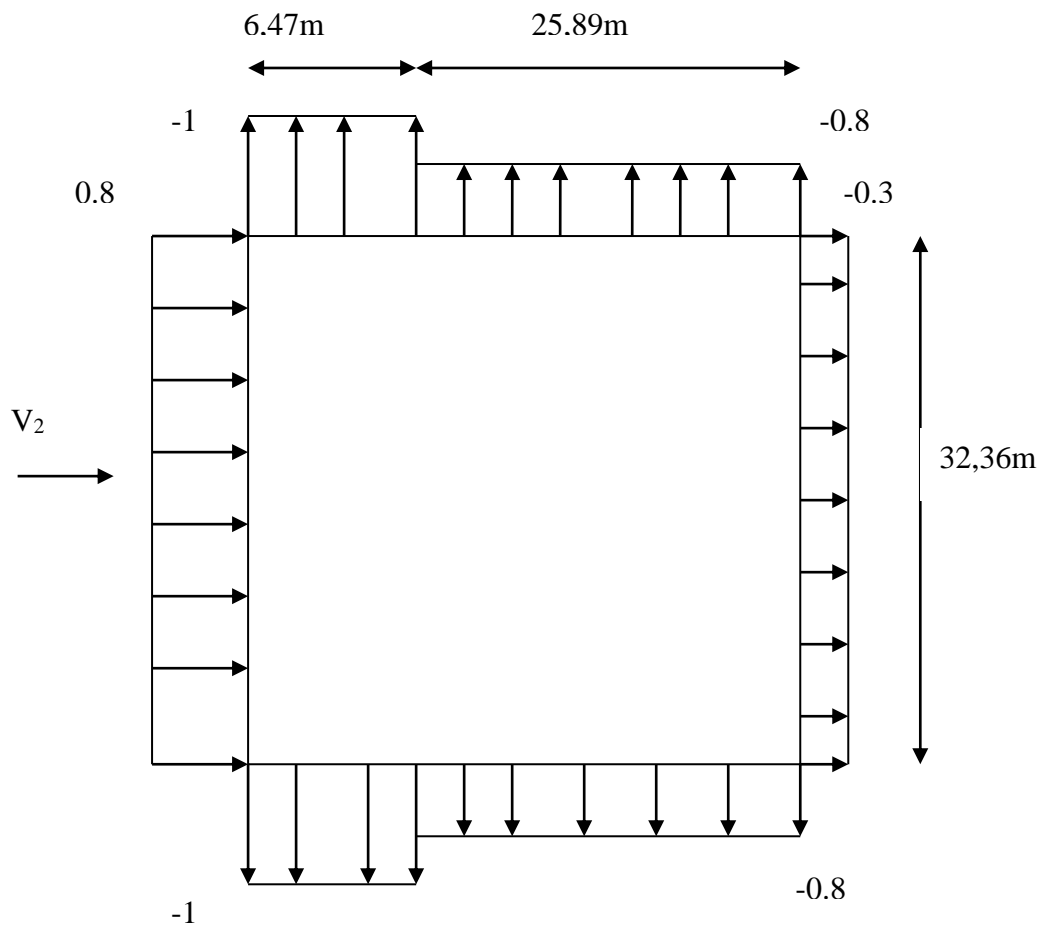
a. parois verticales :

a-1- Vent perpendiculaire à la face longitudinale V2

on a : b=32,36m ; d=31,80m ; h=55,36m

- b:désigne la dimension de la construction perpendiculaire au vent.
- d:désigne la dimension de la construction parallèle au vent.

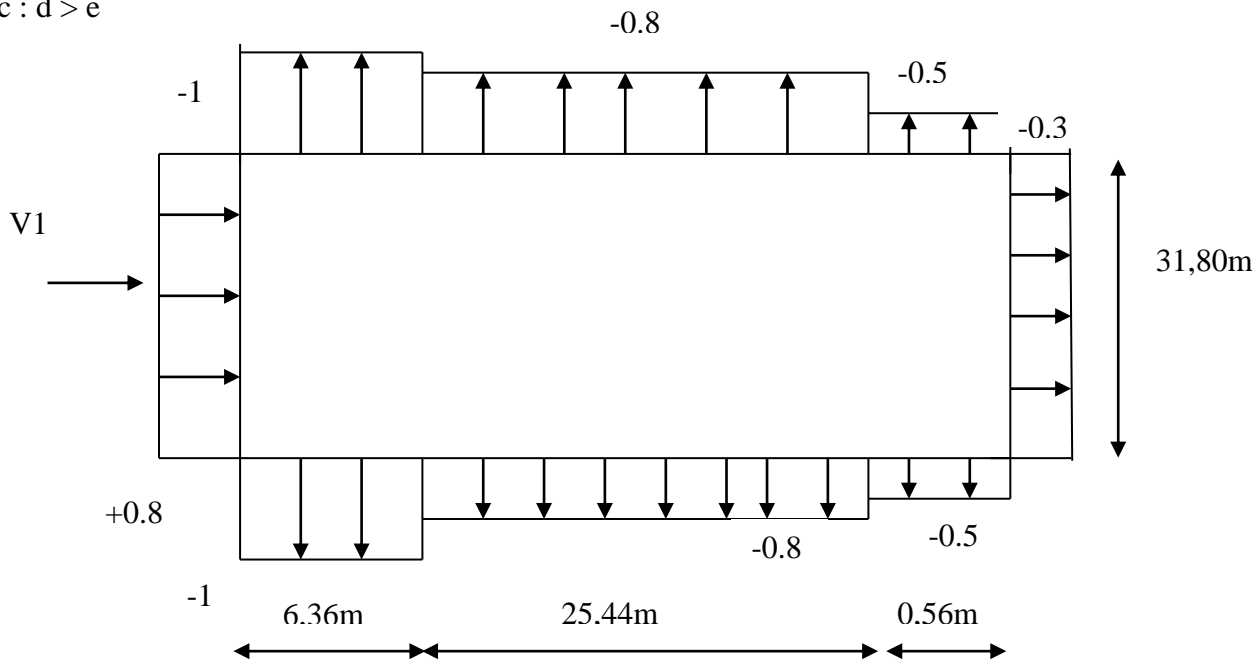
e = min [b,2h] = min [32,36; 2×55,36] = 32,36m, Donc : d < e



a-2- Vent perpendiculaire à la face transversale V1:

on a : $b=31,80m$; $d=32,36m$; $h=55,36m$; $e = \min [b, 2h] = \min [31,80, 2 \times 55,36] = 31,80m$

Donc : $d > e$

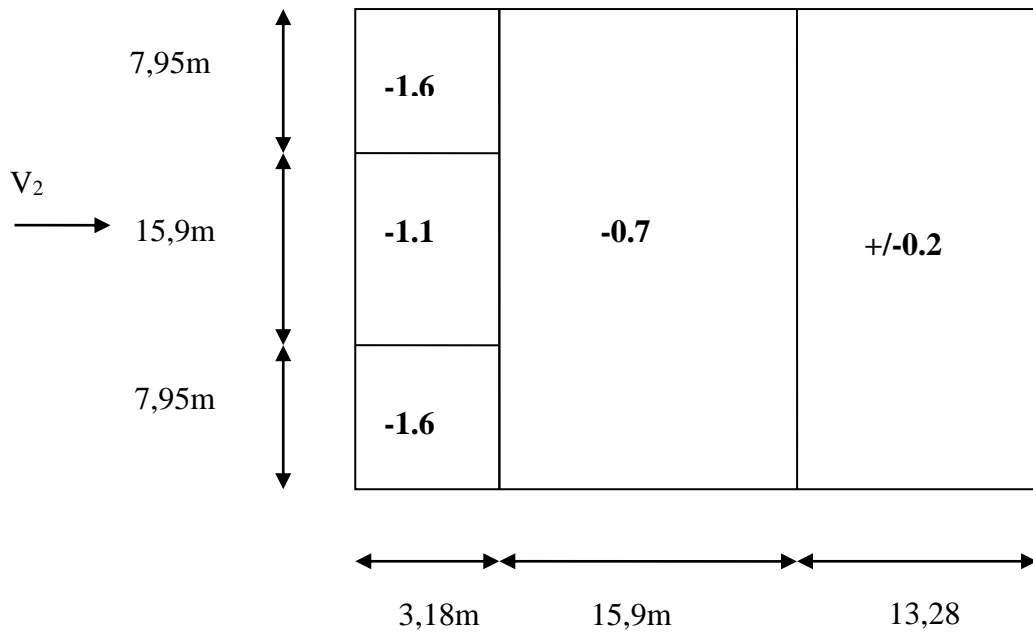


b- toiture plates :

on a une toiture dont la pente est inférieure à 4° .

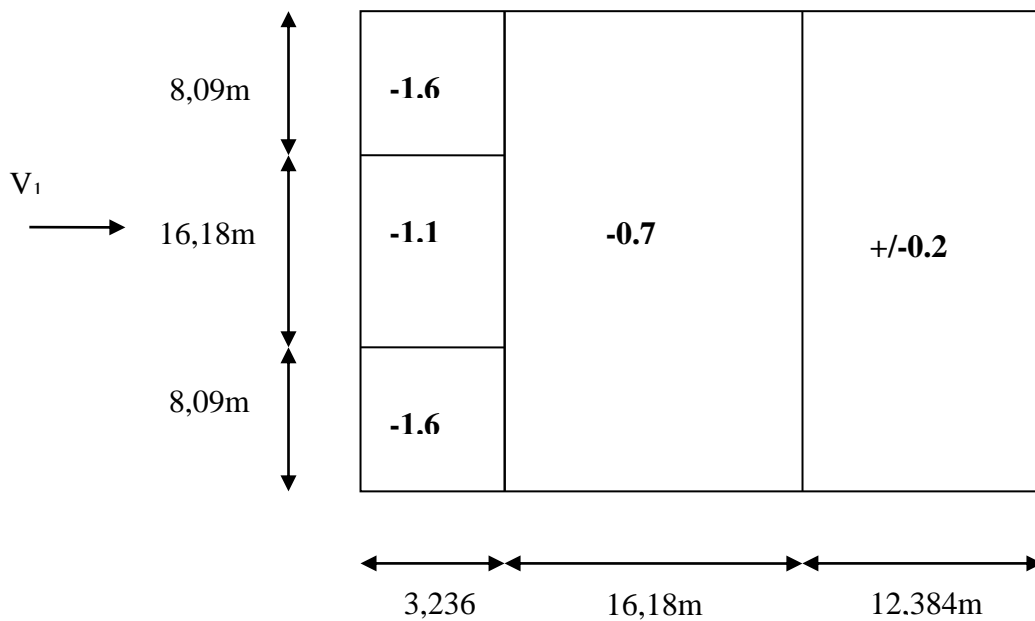
b-1- sens longitudinale : V2

on a : $b=31,8m$; $d=32,36m$; $e = \min [b, 2h] = \min [31,8; 2 \times 55,36] = 31,8m$.



b-2- sens transversale :

on a : $b=32,36m$; $d=31,8m$; $e = \min [b, 2h] = \min [32,36; 2 \times 55,36] = 32,36$.



B- coefficient de pression intérieure :

Dans le cas de bâtiments avec cloisons intérieures et d'après l'article 2.2.2 du R.N.V99, la valeur de la pression intérieure est prés égale à : $c_{pi}=0,8$ et $c_{pi}=-0,5$.

5.3.5 Détermination Des Coefficients De Pression Nette C_p :

Pour les valeurs des coefficients de pression nette, on prend: $C_{pe}=-1$ et $C_{pi}=0,8$ (valeurs maximales du coefficient de pression extérieure déterminer avant).

Le coefficient de pression nette $C_p=C_{pe}-C_{pi}=-1,8$.

5.3.6 Calcul des Pressions q_j :

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par:

$$q_j = C_d \cdot W(Z_j) \quad (N/m^2)$$

Avec:

C_d : coefficient dynamique

W (en N/m^2): la pression nette exercée sur l'élément de surface calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface "j".

$W(Z_j)$ est obtenue à l'aide de la formule suivante:

Une face de la paroi est intérieure à la construction et l'autre face est extérieure.

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z) [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

Les résultats de pression q_j sont regroupés dans le tableau 5.2.

5.3.7 Force de Frottement:

Sens V_1 du vent:

$$h=55,36m ; b=31,8m ; d=32,36m$$

$$\begin{cases} \frac{d}{b} = 1,02 < 3 \\ \frac{d}{h} = 0,58 < 3 \end{cases}$$

Sens V_2 du vent:

$$h=55,36m ; b=32,36m ; d=31,8m$$

$$\begin{cases} \frac{d}{b} = 0,98 < 3 \\ \frac{d}{h} = 0,57 < 3 \end{cases}$$

Donc; les forces de frottement sont négligeables dans les deux sens.

5.3.8 Force Résultante "R":

Les forces résultantes "R" est donnée par: $R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{fj} \quad (N)$

Où:

Σ : Désigne la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).

q_j (en N/m^2): la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface "j".

S_j (en m^2): l'aide de l'élément de surface "j".

F_{fj} (en N): désigne les forces de frottement éventuelles, avec $\sum F_{fj} = 0$

Le tableau suivant regroupe les résultats obtenus:

Tableau 5.2 Détermination de la résultante du vent agissant sur le bâtiment.

Z (m)	q_{dyn} (N/m^2)	W_j (N/m^2)	q_j (N/m^2)	S_j (m^2)	$q_j \times S_j$ (N)
55,36	1157,184	-2082,931	-1978,785	67,49	-133548,18
52,30	1138,547	-2049,384	-1946,915	64,53	-125634,44
49,24	1120,037	-2016,066	-1915,262	64,53	-123591,88
46,18	1100,244	-1980,439	-1881,417	79,22	-149045,87
43,12	1077,804	-1940,047	-1843,045	79,22	-146006,01
40,06	1056,941	-1902,494	-1807,369	79,22	-143179,76
37	1032,128	-1857,830	-1764,939	79,22	-139818,44
33,74	1004,843	-1808,717	-1718,281	79,22	-136122,25
30,88	977,858	-1760,144	-1672,137	79,22	-132466,69
27,82	947,196	-1704,953	-1619,705	79,22	-128313,04
24,76	914,318	-1645,772	-1563,484	79,22	-123859,17
21,70	876,767	-1578,180	-1499,271	79,22	-118772,23
18,64	833,544	-1500,379	-1425,360	79,22	-112917,04
15,58	785,033	-1413,059	-1342,406	79,22	-106345,42
12,52	726,893	-1308,407	-1242,987	79,22	-98469,42
9,46	654,353	-1177,835	-1118,943	79,22	-88642,70
6,4	557,424	-1003,363	-953,195	82,84	-78962,68
3,2	402,668	-724,802	-688,562	82,84	-57040,48
2	402,668	-724,802	-688,562	51,48	-35447,18
					-2178182,86

La force résultante $R=2178,18KN$

5.3.9 Excentricité de la Force Globale Horizontale:

L'excentricité "e" de la force globale horizontale "R" doit être prise égale à:

$$e = \pm \frac{b}{10} = \pm 3,18m \quad [\text{RNV},99]$$

5.4 Conclusion

Donc l'action du vent ne sera pas prise en considération, car l'effet du vent (résultante) est négligeable devant l'effet du séisme (résultante).

6 FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

6.1 Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre bâtiment. Le ferrailage des éléments résistants s'effectuera selon le règlement BAEL91 modifié en 1999 [BAEL, 99] et les vérifications se feront selon le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003 [RPA, 03].

-Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et aux efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

-Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

6.2 Ferrailage des poteaux

6.2.1 Introduction:

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M , N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " N " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

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

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

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

Tableau 6.1 Calcul des contraintes.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	35	19,83	1,15	500	435
Accidentelle	1,15	35	25,87	1	500	500

6.2.2 Combinaisons d'Actions:

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

Selon BAEL 99 [BAEL,99]:

a.1. **ELU**: Situation durable $1,35G+1,5Q$;

a.2. **ELS**: Situation durable $G+Q$.

Avec:

Selon RPA 99 version 2003 [RPA,03]:

Situation accidentelle $G+Q+E$

$0,8G\pm E$

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

6.2.3 Recommandation Selon RPA99 VERSION 2003 [RPA, 03]:

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

➤ Leur pourcentage est limité par:

- $0,9\% < \frac{A_s}{B} < 3\%$ Zone courante (Z.C)

- $0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R)

Avec : A_s : La section d'acier; B : Section du béton [cm^2].

➤ Le diamètre minimal est de $12mm$.

➤ La longueur minimale de $50\varnothing$ 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'intérieur des zones nodales.

6.2.4 Présentation des Résultats:

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

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

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

Tableau 6.2 Ferrailages des poteaux (N^{max}, M^{corr}).

Niveaux	Section s (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{cor} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	90×60	3727,29	46,59	SEC	0	0	48,6
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	80×55	3656,55	111,59	SEC	0	0	39,6
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	70×50	3541,51	127,83	SEC	0	0	31,5
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	60×45	2372,15	49,6	SEC	0	0	24,3
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème} 15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	60×40	1611,17	69,92	SEC	0	0	21,6

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

Tableau 6.3 Ferrailages des poteaux en situation durable (M^{max}, N^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{max} (kN)	N^{cor} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	90×60	68,21	3171,16	SEC	0	0	48,6
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	80×55	163,13	2371,47	SEC	0	0	39,6
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	70×50	72,70	2747,49	SEC	0	0	31,5
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	60×45	48,88	2353,93	SEC	0	0	24,3
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème} 15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	60×40	56,09	207,44	SEC	0	0	21,6

2-Situation accidentelle 1 : G + Q + E

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

Tableau 6.4 Ferrailages des poteaux en situation accidentelle1 (N^{max}, M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{cor} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	90×60	8304,4 4	211,87	SEC	0	0	48,6
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	80×55	5783,1 9	562,38	SEC	0	0	39,6
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	70×50	4738,3 4	489,33	SEC	0	0	31,5
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	60×45	2689,7 7	364,19	SEC	0	0	24,3
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème} 15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	60×40	1341	171,93	SEC	0	0	21,6

b. (M^{max}, N^{corr})Tableau 6.5 Ferrailages des poteaux en situation accidentelle1 (M^{max}, N^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{max} (kN)	N^{cor} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	90×60	280,29	2865,19	SET	21,98	35,33	48,6
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	80×55	457,33	144,48	SET	10,82	0	39,6
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	70×50	415,35	582,78	SEC	7,39	0	31,5
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	60×45	299,83	748,35	SEC	1,98	0	24,3
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème} 15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	60×40	156,29	133,56	SPC	4,29	0	21,6

3-Situation accidentelle 2 : 0,8 G + E

a. (N^{max}, M^{corr})Tableau 6.6 Ferrailages des poteaux en situation accidentelle2 (N^{max}, M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{cor} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	90×60	7462,95	220,88	SEC	0	0	48,6
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	80×55	4883,24	540,82	SEC	0	0	39,6
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	70×50	3849,59	470,49	SEC	0	0	31,5
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	60×45	2099,35	350,47	SEC	0	0	24,3
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème} 15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	60×40	970,35	153,64	SEC	0	0	21,6

b. (M^{max}, N^{corr})Tableau 6.7 Ferrailages des poteaux en situation accidentelle2 (M^{max}, N^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{max} (kN)	N^{cor} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	90×60	271,29	3706,69	SET	30,61	43,53	48,6
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	80×55	474,43	1021,26	SET	22,95	0	39,6
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	70×50	432,17	206,44	SET	15,44	0	31,5
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	60×45	310,57	246,88	SPC	9,06	0	24,3
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème} 15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	60×40	143,01	92,79	SPC	4,2	0	21,6

c. (N^{min}, M^{corr})**Tableau 6.8 Ferrailages des poteaux en situation accidentelle2 (M^{max}, N^{corr}).**

Niveaux	Section s (cm ²)	N^{min} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	90×60	3715,33	67,70	SET	35,54	38,77	48,6
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	80×55	1385,99	381,58	SET	3,55	24,17	39,6
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	70×50	498,44	353,09	SET	15,85	0	31,5
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	60×45	122,28	88,59	SPC	1,89	0	24,3
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème} 15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	60×40	54,37	105,57	SPC	3,21	0	21,6

6.2.5 Choix des Armatures:

Le choix des armatures des poteaux est présenté dans le tableau suivant :

Tableau 6.9 Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} (Z.C) (cm ²)	A_s^{max} (Z.R) (cm ²)	A_s^{max} adoptée/face	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	90×60	43,53	48,6	216	324	3T20+4T16 3T20+2T16	8T20+12T16	49,26
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	80×55	24,17	39,6	176	264	3T20+4T16 2T20+2T16	6T20+12T16	42,98
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	70×50	0	31,5	140	210	2T20+3T16 2T20+2T16	4T20+10T16	32,68
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	60×45	0	24,3	108	162	2T20+2T16 2T20+1T16	4T20+6T16	24,63
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème} 15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	60×40	0	21,6	96	144			

6.2.6 Vis a Vis de l'Etat Limite de Service:

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) (voir annexe I), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

Béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 21MPa$ (BAEL, 99)

Acier :

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration Préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0.5f_e, 110\sqrt{n}f_{tj})\right)$ (MPa) (BAEL, 99).
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 0.8\xi$ (MPa) (BAEL, 99).

Avec :

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

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

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. ($N_{ser}^{max}, M_{ser}^{corr}$)

Tableau 6.10 Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser} (kNm)	M_{ser} (kN)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	90×60	2719,63	34,21	54,5	250	5,51	21	Vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	80×55	2657,38	81,12	120,5	250	8,24	21	Vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	70×50	2571,33	93,12	152,7	250	10,5	21	Vérifiée
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	60×45	1723,01	35,83	124	250	8,53	21	Vérifiée
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème} , 15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	60×40	1174,61	50,66	108,4	250	7,52	21	Vérifiée

b. ($M_{ser}^{max}, N_{ser}^{cor}$)

Tableau 6.11 Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	M_{ser} (kNm)	N_{ser} (kN)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	90×60	48,58	2319,68	48,7	250	4,5	21	Vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	80×55	118,54	1721,99	57	250	3,83	21	Vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	70×50	52,59	1994,98	69,2	250	5,54	21	Vérifiée
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	60×45	35,34	1709,51	76,7	250	6,21	21	Vérifiée
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème} , 15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	60×40	40,84	152,23	65,4	250	0	21	Vérifiée

6.2.7 Vérification de l'Effort Tranchant:

6.2.7.1 Vérification de la contrainte de cisaillement [BAEL,99]:

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

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

✓ **Selon le BAEL 91 modifié 99 [BAEL,99] :**

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

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

✓ **Selon le RPA 99 version 2003 [RPA,03] :**

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

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

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

Avec :

λ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

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

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 6.12 Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	A	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
17 ^{ème}	60×40	49,84	0,346	5,10	0,075	2,625	3,50	Vérifiée
16 ^{ème}	60×40	48,87	0,339	5,10	0,075	2,625	3,50	Vérifiée
15 ^{ème}	60×40	52,64	0,366	5,10	0,075	2,625	3,50	Vérifiée
14 ^{ème}	60×40	51,19	0,355	5,10	0,075	2,625	3,50	Vérifiée
13 ^{ème}	60×40	48,58	0,337	5,10	0,075	2,625	3,50	Vérifiée
12 ^{ème}	60×40	45,96	0,319	5,10	0,075	2,625	3,50	Vérifiée
11 ^{ème}	60×45	34,81	0,191	5,10	0,075	2,625	3,50	Vérifiée
10 ^{ème}	60×45	39,12	0,215	5,10	0,075	2,625	3,50	Vérifiée
9 ^{ème}	60×45	49,24	0,270	5,10	0,075	2,625	3,50	Vérifiée
8 ^{ème}	70×50	68,86	0,306	4,37	0,040	1,4	3,50	Vérifiée
7 ^{ème}	70×50	62,54	0,278	4,37	0,040	1,4	3,50	Vérifiée
6 ^{ème}	70×50	66,52	0,296	4,37	0,040	1,4	3,50	Vérifiée
5 ^{ème}	80×55	156,53	0,575	3,83	0,040	1,4	3,50	Vérifiée
4 ^{ème}	80×55	109,04	0,401	3,83	0,040	1,4	3,50	Vérifiée
3 ^{ème}	80×55	81,85	0,301	3,83	0,040	1,4	3,50	Vérifiée
2 ^{ème}	90×60	87,61	0,270	3,40	0,040	1,4	3,50	Vérifiée
1 ^{er}	90×60	92,92	0,287	3,56	0,040	1,4	3,50	Vérifiée
RDC	90×60	88,35	0,273	3,56	0,040	1,4	3,50	Vérifiée

6.2.7.2 Ferrailage transversal des poteaux:

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

✓ Selon BAEL91 modifié 99 [BAEL,91] :

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

A_t : Section d'armatures transversales.
 b : Largeur de la section droite.
 h : Hauteur de la section droite.
 S_t : Espacement des armatures transversales.
 φ_t : Diamètre des armatures transversales.
 φ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

✓ Selon le RPA99 version 2003 [RPA,03] :

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

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 :

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

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

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

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

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

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

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 500 \text{ MPa}$ (FeE50).

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

Tableau 6.13 Espacements maximales selon RPA99 version 2003.

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	90×60	8T20+12T16	16 ; 20	10	15
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	80×55	6T20+12T16	16 ; 20	10	15
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	70×50	4T20+10T16	16 ; 20	10	15
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	60×45	4T20+6T16	16 ; 20	10	15
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème} , 15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	60×40	4T20+6T16	16 ; 20	10	15

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

Tableau 6.14 Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	90×60	2,24	3,73	3,75	92,92	N	10	0,77	6T8	3,02
						C	15	1,16	6T8	3,02
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	80×55	2,142	3,89	3,75	156,53	N	10	1,47	6T8	3,02
						C	15	2,20	6T8	3,02
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	70×50	2,142	4,28	3,75	68,86	N	10	0,74	4T8	3,02
						C	15	1,11	4T8	3,02
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	60×45	2,142	4,76	3,75	49,24	N	10	0,62	4T8	3,02
						C	15	0,92	4T8	3,02
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème} , 15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	60×40	2,142	5,36	2,5	52,64	N	10	0,44	4T8	3,02
						C	15	0,66	4T8	3,02

6.2.8 Longueur de Recouvrement:

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_l$ en zone III, donc :

-T20..... $L_r = 100\text{cm}$.

-T16..... $L_r = 80\text{cm}$.

6.2.9 FERRAILLAGE DES POTEAUX DE SOUS SOL:

Les poteaux du sous sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage

est donnée par :
$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

B_r : Section réduite du poteau considéré $B_r = (a-2)(b-2) \text{ cm}^2$

α : Coefficient dépendant de l'élanement.

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : Longueur de flambement.

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

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.

B : Section du poteau ($B=a \times b$).

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous sol.

La longueur de flambement $L_f=0,7l_0$.

La section réduite $B_r=(a-2)(b-2) [cm^2]$.

D'après le fichier **ETABS**, l'effort normal total revenant au poteau du 3^{ème} sous sol :

$N_{u(ss3)} = 7290,9385kN$.

a. Calcul du ferrailage :

- $i = 25,98cm$
- $\lambda = \frac{0,7 \times 2,142 \cdot 10^2}{25,98} = 5,77 \pi 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,85$
- $Br = (60 - 2) \times (90 - 2) = 5104cm^2$

D'où : $A_s \geq \left(\frac{7290,94 \cdot 10^3}{0,85} - \frac{5104 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{35}{1,5} \right) \frac{1,15}{500}$
 $A_s \geq -107,06cm^2$

$A_s^{min} = 0,9\% B$ (Selon le **RPA99 version 2003**)

$A_s = A_s^{min} = 48,6cm^2$ On prend : $8T20+12T16=49,26cm^2$.

b. Vérification à l'ELS : $N_{ser(ss2)}= 5270,12kN$

Tableau 6.15 Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure.

Section(cm^2)	$N_{ser}(kN)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Vérification
90×60	5270,12	6,05	21	OK

c. Détermination des armatures transversales :

Pour les poteaux d'infrastructure ; $A_r=6T8=4,71cm^2$.

-T20..... $L_r=100cm$.

-T16..... $L_r=80cm$.

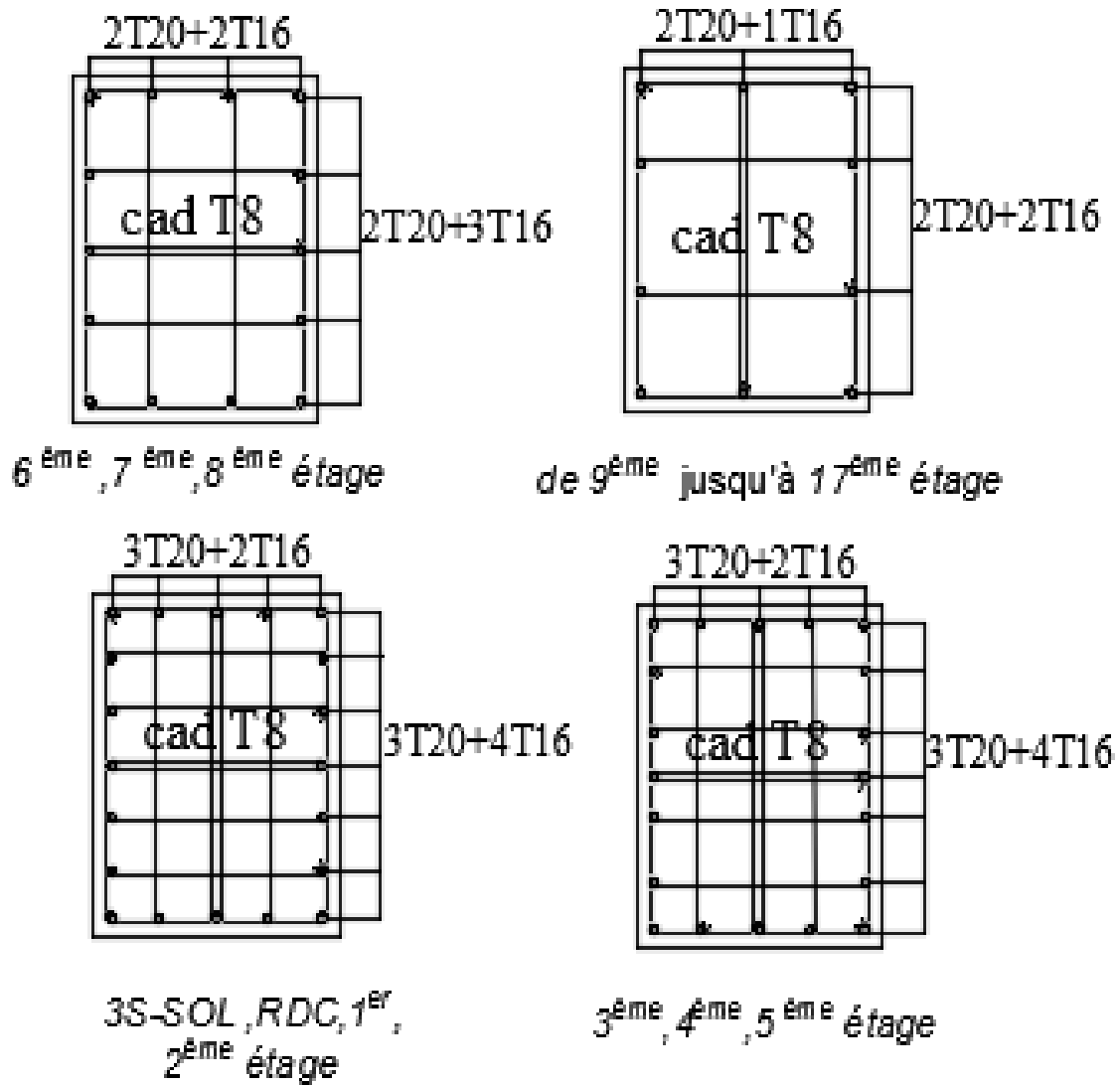


Figure 6.1 Ferrailage des poteaux.

6.3 FERRAILLAGE DES POUTRES

6.3.1 Introduction:

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe I).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$
- Situation accidentelle : $G+Q+E$

6.3.2 Recommandation du RPA99 VERSION 2003 [RPA,03]:

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

6.3.3 Calcul du Ferrailage:

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

6.3.3.1 poutres principales

a) Situation durable : 1,35G + 1,5Q

Tableau 6.16 Ferrailage des poutres principales (Situation durable).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	40×50	Travée	209,14	9,25	0	10
		Appui	245,39	10,96	0	
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	40×50	Travée	353,66	16,28	0	10
		Appui	366,57	16,93	0	
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40×50	Travée	342,27	15,7	0	10
		Appui	430,15	20,26	0	
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40×50	Travée	347,64	15,97	0	10
		Appui	447,14	21,17	0	
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème}	40×50	Travée	338,41	15,51	0	10
		Appui	438,23	20,69	0	
15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	40×50	Travée	315,28	14,35	0	10
		Appui	418,55	19,64	0	

b) Situation accidentelle : G + Q + E

Tableau 6.17 Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	40×50	Travée	120,28	6,04	0	10
		Appui	192,99	9,93	0	
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	40×50	Travée	213,87	11,08	0	10
		Appui	208,07	10,76	0	
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40×50	Travée	70,27	3,47	0	10
		Appui	155,25	7,89	0	
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40×50	Travée	83,26	4,13	0	10
		Appui	184,09	7,82	0	
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème}	40×50	Travée	100,42	5,01	0	10
		Appui	212,36	11,00	0	
15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	40×50	Travée	98,68	4,92	0	10
		Appui	197,77	10,19	0	

6.3.3.2 poutres secondaires :a) Situation durable : 1,35G + 1,5Q**Tableau 6.18 Ferrailage des poutres secondaires (Situation durable).**

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	40×50	Travée	191,67	8,44	0	10
		Appui	208,46	9,22	0	
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	40×50	Travée	292,92	13,25	0	10
		Appui	303,83	13,79	0	
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40×50	Travée	334,18	15,29	0	10
		Appui	361,99	16,7	0	
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40×50	Travée	338,72	15,52	0	10
		Appui	377,19	17,48	0	
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème}	40×50	Travée	318,67	14,52	0	10
		Appui	366,04	16,91	0	
15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	40×50	Travée	288,85	13,05	0	10
		Appui	344,23	15,8	0	

b) Situation accidentelle : G + Q + E**Tableau 6.19 Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle).**

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	40×50	Travée	235,61	12,31	0	10
		Appui	210,67	10,91	0	
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	40×50	Travée	191,71	9,86	0	10
		Appui	180,67	9,26	0	
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40×50	Travée	194,28	10	0	10
		Appui	186,95	9,6	0	
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40×50	Travée	196,53	10,12	0	10
		Appui	215,07	11,15	0	
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème}	40×50	Travée	197,31	10,17	0	10
		Appui	239,29	12,52	0	
15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	40×50	Travée	212,8	11,03	0	10
		Appui	246,61	12,93	0	

6.3.3.3 poutres intermédiaire :a) Situation durable : 1,35G + 1,5Q**Tableau 6.20 Ferrailage des poutres intermédiaire (Situation durable).**

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
3S-SOL , RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	40×30	Travée	16,35	1,2	0	6
		Appui	111,96	8,85	0	
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	40×30	Travée	64,24	4,89	0	6
		Appui	132,57	10,67	0	
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40×30	Travée	73,75	5,65	0	6
		Appui	142,23	11,55	0	
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40×30	Travée	72,81	5,58	0	6
		Appui	143,92	11,7	0	
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème}	40×30	Travée	66,28	5,05	0	6
		Appui	141,74	11,5	0	
15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	40×30	Travée	54,80	4,14	0	6
		Appui	138,34	11,19	0	

b) Situation accidentelle : G + Q + E**Tableau 6.21 Ferrailage des poutres intermédiaire (situation accidentelle).**

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
3S-SOL , RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	40×30	Travée	65,67	5,84	0	6
		Appui	104,14	9,65	0	
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	40×30	Travée	48,49	4,24	0	6
		Appui	107,18	9,99	0	
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40×30	Travée	49,30	4,31	0	6
		Appui	109,01	10,18	0	
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40×30	Travée	50,15	4,39	0	6
		Appui	110,78	10,37	0	
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème}	40×30	Travée	50,66	4,44	0	6
		Appui	111,47	10,44	0	
15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	40×30	Travée	59,31	5,24	0	6
		Appui	119,64	11,32	0	

6.3.4 Choix des Armatures

Le choix des armatures pour les poutres est présenté dans les tableaux suivants :

6.3.4.1 Poutres principales :

Tableau 6.22 Choix des armatures pour les poutres principales.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	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)
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	40×50	Travée	80	120	10	9,25	4T16+2T16	12,06
		Appui				10,96	4T20+2T16	16,59
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	40×50	Travée	80	120	10	16,28	4T20+2T16	16,59
		Appui				16,93	4T20+2T20	18,85
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40×50	Travée	80	120	10	15,7	4T20+2T16	16,59
		Appui				20,26	4T20+4T16	20,61
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40×50	Travée	80	120	10	15,97	4T20+2T16	16,59
		Appui				21,17	4T20+4T20	25,13
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème}	40×50	Travée	80	120	10	15,51	4T20+2T16	16,59
		Appui				20,69	4T20+4T20	25,13
15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	40×50	Travée	80	120	10	14,35	4T20+2T16	16,59
		Appui				19,64	4T20+4T16	20,61

6.3.4.2 Poutres secondaires :

Tableau 6.23 Choix des armatures pour les poutres secondaires .

Niveaux	Section (cm ²)	Position	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)
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	40×50	Travée	80	120	10	8,44	8T16+2T12	18,34
		Appui				9,22	8T16+2T12	18,34
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	40×50	Travée	80	120	10	13,25	4T16+4T14	14,20
		Appui				13,79	4T16+4T14	14,20
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40×50	Travée	80	120	10	15,29	4T16+4T16	16,08
		Appui				16,7	8T16+2T12	18,34
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40×50	Travée	80	120	10	15,52	4T16+4T16	16,08
		Appui				17,48	8T16+2T12	18,34
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème}	40×50	Travée	80	120	10	14,52	4T16+4T16	16,08
		Appui				16,91	8T16+2T12	18,34
15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	40×50	Travée	80	120	10	13,05	4T16+4T16	16,08
		Appui				15,8	8T16+2T12	18,34

6.3.4.3 poutres de chaînage :**Tableau 6.24 Choix des armatures pour les poutres de chaînage.**

Niveaux	Section (cm ²)	Position	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)
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	40×30	Travée	48	72	6	1,2	4T16	8,04
		Appui				8,85	6T16	12,06
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	40×30	Travée	48	72	6	4,89	4T16	8,04
		Appui				10,67	6T16	12,06
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40×30	Travée	48	72	6	5,65	4T16	8,04
		Appui				11,55	6T16	12,06
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40×30	Travée	48	72	6	5,58	4T16	8,04
		Appui				11,7	6T16	12,06
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème}	40×30	Travée	48	72	6	5,05	4T16	8,04
		Appui				11,5	6T16	12,06
15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	40×30	Travée	48	72	6	4,14	4T16	8,04
		Appui				11,19	6T16	12,06

6.3.5 Condition de Non Fragilité

Il faut vérifier la condition suivante : $A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$ [BAEL,99]

Avec : $f_{t28}=2,7\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$.

poutre principale (40×50) :

Donc : $A_s^{\min} = 0,23 \times 40 \times 45 \times \frac{2,7}{500} = 2,24 \text{ cm}^2$.

Avec $A_s^{\min}_{\text{choisi}}=12,06 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée.

poutre secondaire (40×50) :

Donc : $A_s^{\min} = 0,23 \times 40 \times 45 \times \frac{2,7}{500} = 2,24 \text{ cm}^2$.

Avec $A_s^{\min}_{\text{choisi}}=11,12 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée.

poutres de chaînage (40×30) :

Donc : $A_s^{\min} = 0,23 \times 40 \times 27 \times \frac{2,7}{500} = 1,34 \text{ cm}^2$.

Avec $A_s^{\min}_{\text{choisi}}=8,04\text{cm}^2$ la condition est vérifiée.

6.3.6 Vérification Vis a Vis de L'ELS

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poutres, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous M_{ser} (voir annexe I), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- **Béton** :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 21MPa$$

- **Acier** :

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0.5f_e, 110\sqrt{n}ftj)\right)$.

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{2}f_e, 110\eta\right)$.

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s = 250MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

6.3.6.1 Poutres principales :

Tableau 6.25 Vérification des poutres principales à l'ELS.

Niveaux	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	Travée	87,86	6,39	21	175,7	250	Oui
	Appui	140,88	9,22		208,4		
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	Travée	155,27	10,2	21	229,7	250	Oui
	Appui	151,07	9,5		198,1		
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	Travée	51,14	3,35	21	75,6	250	Oui
	Appui	112,9	6,91		136,2		
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	Travée	60,75	3,98	21	89,9	250	Oui
	Appui	133,87	7,73		134,1		
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème}	Travée	62,63	4,1	21	92,6	250	Oui
	Appui	140,45	8,11		140,7		
15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	Travée	73,34	4,8	21	108,5	250	Oui
	Appui	154,38	9,45		186,2		

6.3.6.2 Poutres secondaires :**Tableau 6.26 Vérification des poutres secondaires à l'ELS.**

Niveaux	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
3S-SOL , RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	Travée	171,41	10,9	21	230,5	250	Oui
	Appui	153,83	9,75		206,8		
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	Travée	139,26	9,59	21	238,7	250	Oui
	Appui	131,36	9,04		225		
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	Travée	141,16	9,33	21	215	250	Oui
	Appui	135,95	8,62		182,8		
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	Travée	142,81	9,44	21	217,6	250	Oui
	Appui	156,34	9,91		210,4		
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème}	Travée	143,38	9,48	21	218,4	250	Oui
	Appui	173,97	11		233,9		
15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	Travée	155,67	10,3	21	237,1	250	Oui
	Appui	179,35	11,4		241,4		

6.3.6.3 Poutres de chaînage :**Tableau 6.27 Vérification des poutres de chaînage à l'ELS.**

Niveaux	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
3S-SOL , RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	Travée	47,78	4,01	21	140,5	250	Oui
	Appui	75,49	5,49		150,9		
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	Travée	35,18	2,95	21	103,4	250	Oui
	Appui	77,78	5,65		155,5		
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	Travée	35,77	3	21	105,2	250	Oui
	Appui	79,12	5,75		158,2		
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	Travée	36,38	3,05	21	107	250	Oui
	Appui	80,41	5,85		160,8		
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème}	Travée	36,75	3,08	21	108	250	Oui
	Appui	80,91	5,88		161,8		
15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	Travée	43,15	3,62	21	126,9	250	Oui
	Appui	87,05	6,33		174		

6.3.7 Vérification de l'Effort Tranchant :**6.3.7.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

Avec :

T_u : l'Effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6.28 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres porteuses.

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	40×50	292,40	1,62	3,5	Oui
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	40×50	449,29	2,50	3,5	Oui
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40×50	298,29	1,66	3,5	Oui
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40×50	274,22	1,52	3,5	Oui
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème}	40×50	264,18	1,47	3,5	Oui
15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	40×50	256,49	1,42	3,5	Oui

Tableau 6.29 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	40×50	263,23	1,46	3,5	Oui
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	40×50	261,8	1,45	3,5	Oui
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40×50	284,97	1,58	3,5	Oui
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40×50	297,57	1,65	3,5	Oui
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème}	40×50	298,44	1,66	3,5	Oui
15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	40×50	293,31	1,63	3,5	Oui

Tableau 6.30 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres de chaînage .

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	40×30	124,48	1,15	3,5	Oui
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	40×30	113,80	1,05	3,5	Oui
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40×30	114,66	1,06	3,5	Oui
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40×30	115,49	1,07	3,5	Oui
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème}	40×30	115,79	1,07	3,5	Oui
15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	40×30	131,72	1,22	3,5	Oui

6.3.7.2 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE50 ($f_e=500\text{MPa}$).

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 [BAEL,99] :**

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

- **Selon le RPA 99 version 2003 [RPA,03] :**

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

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,42\text{cm}.$$

On prend : $\phi_t = 10\text{mm}$.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.31 Calcul des armatures transversales.

Poutres	$T_u(\text{kN})$	$\tau_u(\text{MPa})$	BAEL91	RPA99		$S_t^{adp}(\text{cm})$		$A_t^{\text{max}}(\text{cm}^2)$	Choix
			$S_t(\text{cm})$	$S_t(\text{cm})\text{ZN}$	$S_t(\text{cm})\text{ZC}$	ZN	ZC		
Porteur	449,29	2,5	40	12,5	25	12	20	3,84	6T10
Non porteur	298,44	1,66	40	12,5	25	12	20	3,84	6T10
chainage	131,72	1,22	32,4	7,5	15	7	10	2,24	6T10

6.3.8 Recouvrement des Armatures Longitudinales

On a : $L_r = 50\phi$ (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\phi = 20\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 100\text{cm}$.
- $\phi = 16\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 80\text{cm}$.
- $\phi = 14\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 70\text{cm}$.
- $\phi = 12\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 60\text{cm}$.

6.3.9 Vérification de L'influence de l'Effort Tranchant au Voisinage des Appuis

6.3.9.1 Appuis intermédiaires :

a) Vérification des armatures longitudinales [BAEL,99] :

Les armatures longitudinales inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} \geq 0 \Rightarrow$ pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de

traction. Dans ce cas on doit vérifier que : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} \right)$

Tableau 6.32 Vérification de la section d'armatures.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	M _{ua} (kNm)	$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	40×50	292,40	192,99	476,52	<0
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	40×50	449,29	208,07	513,75	<0
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40×50	298,29	155,25	383,33	<0
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40×50	274,22	184,09	454,54	<0
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème}	40×50	264,18	212,36	524,35	<0
15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	40×50	256,49	197,77	488,32	<0

D'après les résultats du tableau, les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

b) Vérification de la contrainte de compression de l'aire d'appui [BAEL,99] :

La contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui doit vérifier la relation suivante :

$$\sigma_{bc}^m = \frac{T_u}{a.b} \leq \frac{1,3f_{c28}}{\gamma^b}$$

Avec : $a = \text{Min}(\hat{a} ; 0,9d)$.

\hat{a} : Largeur d'appuis sans l'enrobage ($\hat{a} = c - c' - 2cm$)

c' : L'enrobage ($c' = 3cm$). c : Largeur du poteau en appui. b : Largeur de la poutre.

Tableau 6.33 Vérification de la compression de l'aire d'appui.

Niveaux	Section(cm ²)	à(cm)	a(cm)	T _u ^{max} (kN)	σ _{bc} ^m (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
3S-SOL , RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	40×50	55	40,5	292,40	1,80	30,33	Vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	40×50	50	40,5	449,29	2,77	30,33	Vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40×50	45	40,5	298,29	1,84	30,33	Vérifiée
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40×50	40	40	274,22	1,71	30,33	Vérifiée
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème}	40×50	35	35	264,18	1,89	30,33	Vérifiée
15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	40×50	35	35	256,49	1,83	30,33	Vérifiée

6.3.9.2 Appuis de rives :

a). Vérification des armatures longitudinales [DAV,96]:

$$\text{Il faut vérifier que : } A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$$

b). Vérification de la contrainte de compression du béton [DAV,96] :

$$\text{Il faut vérifier que : } T_u \leq 0,267b.a.f_{c28}$$

Avec :

b: Largeur de la poutre.

a=Min(à ; 0,9d).

à : Longueur d'appui (à=c-c'-2cm).

c: Largeur d'appui (poteau).

Les résultats des deux vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 6.34 Vérification dans les appuis de rives.

Vérifications			section d'armature longitudinale			contrainte de compression du béton		
Niveaux	Section n (cm ²)	T _u (kN)	$\frac{T_u \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	A _s ^{adp} (cm ²)	A _s ≥ $\frac{T_u \gamma_s}{f_e}$	a (cm)	0,267.b.a.f _{c28} (kN)	T _u ≤ 0,267.b.a.f _{c28}
3S-SOL , RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	40×50	292,40	6,73	16,59	Vérifiée	40,5	1513,89	Vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	40×50	449,29	10,33	18,85	Vérifiée	40,5	1513,89	Vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40×50	298,29	6,86	20,61	Vérifiée	40,5	1513,89	Vérifiée
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème}	40×50	274,22	6,31	25,13	Vérifiée	40	1495,2	Vérifiée
12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème}	40×50	264,18	6,08	25,13	Vérifiée	35	1308,3	Vérifiée
15 ^{ème} , 16 ^{ème} , 17 ^{ème}	40×50	256,49	5,90	20,61	Vérifiée	35	1308,3	Vérifiée

c. Vérification de la flèche:

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

Les conditions à vérifier : [DAV,96]

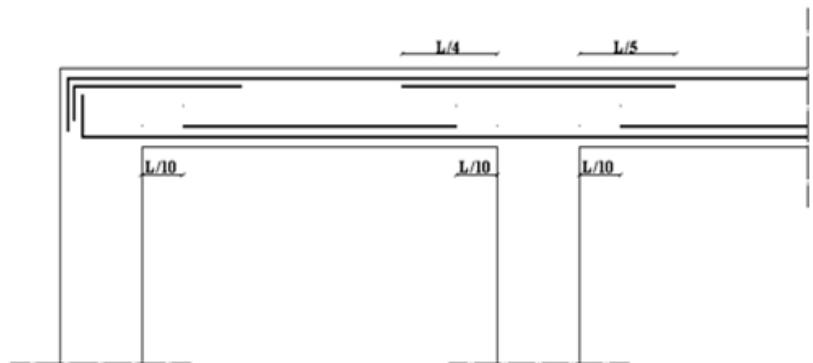
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{50}{460} = 0,109 > 0,0625$ *vérifiée*
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{12,06}{40 \times 45} = 0,0067 < 0,0084$ *vérifiée*
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,109 > 0,096$ *vérifiée*

6.3.10 Arrêt des Barres [BAEL,99]

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

-Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

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



<p>Travée</p> <p>4T20 T8 2T16 4T20</p>	<p>appuis</p> <p>4T20 4T16 T8 4T20</p>	<p>Travée</p> <p>4T20 T8 2T16 4T20</p>	<p>appuis</p> <p>4T20 4T20 T8 4T20</p>
poutres porteuses de 6 ^{ème} à 8 ^{ème} étage + 15 ^{ème} à 17 ^{ème} étage		poutres porteuses de 9 ^{ème} jusqu'à 14 ^{ème} étage	
<p>Travée</p> <p>4T20 T8 2T16 4T20</p>	<p>appuis</p> <p>4T20 2T20 T8 4T20</p>	<p>Travée</p> <p>4T16 T8 2T16 4T16</p>	<p>appuis</p> <p>4T16 2T16 T8 4T16</p>
poutres porteuses de 3 ^{ème} jusqu'à 5 ^{ème} étage		poutres porteuses de RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage + 3S-SOL	

<p>Travée</p> <p>4T16 T8 4T14 4T16</p>	<p>appuis</p> <p>4T16 2T14 T8 4T16</p>	<p>Travée</p> <p>4T16 T8 4T16 4T16</p>	<p>appuis</p> <p>8T16 2T12 T8 4T16</p>
poutres non porteuses de 3 ^{ème} jusqu'à 5 ^{ème} étage		poutres non porteuses de 6 ^{ème} jusqu'à 17 ^{ème} étage	
<p>Travée</p> <p>4T16 T8 2T16 4T16</p>	<p>appuis</p> <p>4T16 2T16 T8 4T16</p>	<p>Travée</p> <p>4T16 T8 2T12 8T16</p>	<p>appuis</p> <p>8T16 2T12 T8 4T16</p>
poutres de chaînage de RDC jusqu'à 17 ^{ème} étage + 3S-Sol		poutres non porteuses de RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage + 3S-SOL	

Figure 6.2 Ferrailage des poutres.

6.4 Ferrailage des voiles

6.4.1 Généralités :

Les voiles et les murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitations apportées par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambres d'hôtels,..., et une protection incendie (coupe-feu)
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du DTU 23.1 « murs en béton banché » [DTR4.2,97]

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Un poteau «allongé» de longueur supérieure à quatre fois son épaisseur est considéré comme un voile [HEN,99].

Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes) ;
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et
- A leurs extrémités.

6.4.2 Introduction au Ferrailage des Voiles:

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La *figure si après* montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

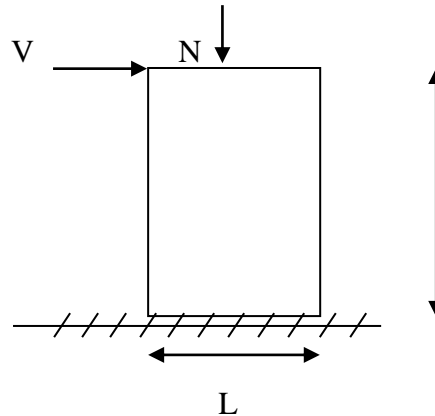


Figure 6.3 modèle générale d'un voile.

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, plus un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du 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 du murs, elles sont 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.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

6.4.3 Justifications Sous Sollicitations Normales [DAV,95]:

6.4.3.1 Conditions d'application:

-La longueur d du mur : $d \geq 5a$

-L'épaisseur a du mur :

- $a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.
- $a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
- $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.

-L'élançement mécanique λ : $\lambda \leq 80$

-Le raidisseur d'extrémité h : $h \geq 3a$

6.4.3.2 Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement)

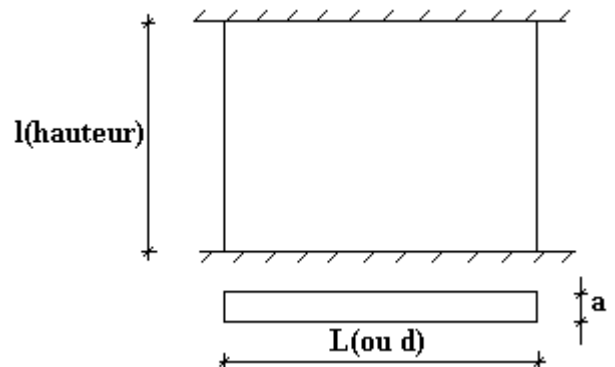
Soit :

l : la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur

non raidi.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f est 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 6.35 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 :

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

6.4.3.3 Effort de compression en ELU [HEN,99]:

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Nota:

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

Tableau 6.36 Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$.

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

Remarque:

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

6.4.3.4 Niveaux de vérification : [HEN,99]

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

6.4.3.5 Aciers minimaux : [HEN,99]

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

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

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :

Tableau 6.37 Aciers verticaux et horizontaux.

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

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande du mur considéré.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements) [HEN,99] , [DAV,95]

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

Tableau 6.38 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 Espacement $\leq 15 \phi_l$	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$		8mm

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

6.4.4 Procédure de Ferrailage des Trumeaux

6.4.4.1 Introduction:

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** [BAEL, 99] et **RPA 99** [RPA, 03]. L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenu, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

6.4.4.2 Méthode simplifiée pour les voiles rectangulaires [HEN,99]:

- C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes [HEN,99].
- Le **DTU 23.1 NF** (ou le **DTR B-C 2.42**) admet de faire les calculs de contraintes en supposant un diagramme linéaire.

Nota:

- Les contraintes normales de flexion du voile (dans son plan) peuvent être directement lues à partir du fichier résultat du **ETABS V9.7.4** (il s'agit des contraintes S_{22})
- L'interface graphique permet de visualiser la distribution des contraintes dans tous les voiles de la structure.
- Dans notre cas les contraintes de calcul correspondront à la combinaison de charge qui favorise l'apparition des contraintes de traction importantes (ici G+Q+E).

Le calcul se fait en flexion composée avec effort tranchant.

$$\begin{cases} \sigma_T = \frac{N}{A} \pm \frac{M l_t}{I} & (\text{traction}) \\ \sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M l_c}{I} & (\text{compression}) \end{cases} \quad A = l \cdot a \quad ; \quad I = \frac{a l^3}{12}$$

N : effort normal

M : moment pouvant être dû à un excentrement des charges verticales ou à des forces horizontales (vent ou séisme).

1^{er} cas : Section Entièrement Comprimée [HEN,99]:

Le **DTU 23.1, art 4.224** permet de

découper la zone comprimée en bande dont la largeur.

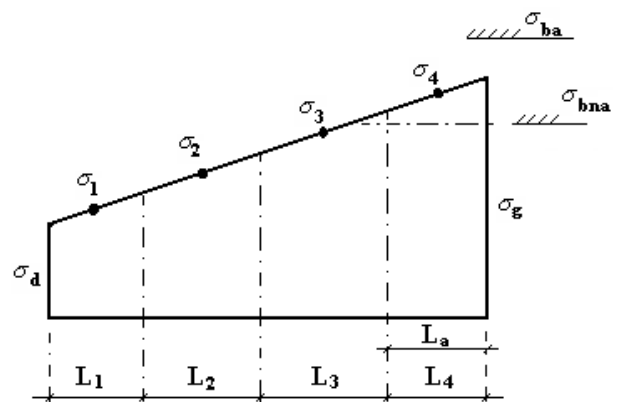
L_i est tel que :

$$L_i \leq \text{Min} \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) \quad [\text{RPA},03]$$

h_e : Hauteur d'étage.

L_c : Longueur de la zone comprimée.

σ_i : Contrainte moyenne de la zone i .



Section rectangulaire entièrement comprimée

- Si la contrainte moyenne d'une bande ne dépasse pas la contrainte de béton non armé σ_{bna} on ne disposera pas d'aciers de compression.
- Si la contrainte moyenne de la bande la plus sollicitée dépasse la contrainte de béton armé σ_{ba} , on devra augmenter les dimensions du voile.

2^{ème} cas : Section Partiellement Tendue [HEN,99]:

- Pour le découpage et la vérification des contraintes de la zone comprimée voir **1^{er} cas**.
- Pour la zone tendue, on pourra la diviser en bandes de même section d'aciers par unité de longueur, celle ci correspondant à la contrainte maximale de traction du béton de la bande (on pourra prendre la contrainte moyenne de la bande pour un voile rectangulaire).

Ainsi les contraintes moyennes de traction valent σ_4 et σ_5 et entraînent une section d'acier :

$$A_{s/S} = \frac{\sigma_i \gamma_s \Delta_s}{f_e} \quad i = 4 \text{ ou } 5$$

$$A_S = b \cdot L_i \quad \text{où } b : \text{épaisseur du voile} \quad A_{s/S} : \text{est réparti sur } S$$

Exemple :

Pour une section rectangulaire d'épaisseur b , et si $l_t < h_e$ on peut prendre

$$L_4 = L_5 = \frac{L_t}{2} \quad ; i = 4 \text{ ou } 5$$

$$A_s = b.L_i$$

$$\sigma_4 = 0,25 \sigma_g \quad ; \sigma_5 = 0,75 \sigma_g$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} A_4 = \sigma_g \frac{\gamma_s}{f_e} \frac{bL_t}{8} \\ A_5 = 3A_4 \end{cases}$$

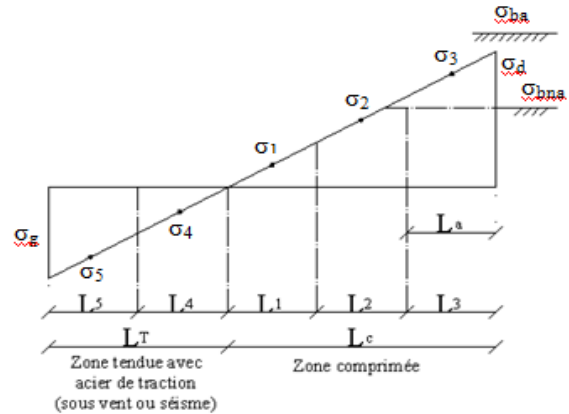


Figure 6.4 Voile partiellement tendue. Découpage en bande .

6.4.4.3 Aciers horizontaux :

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25 \quad [\text{DAV},95] \quad A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par le fichier out put de **ETABS**. $b_0 = a$ (épaisseur du trumeau).

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v .

6.4.4.4 Aciers supplémentaires et dispositions constructives:

➤ **Aciers de peau :** pour limiter les effets hygrothermiques

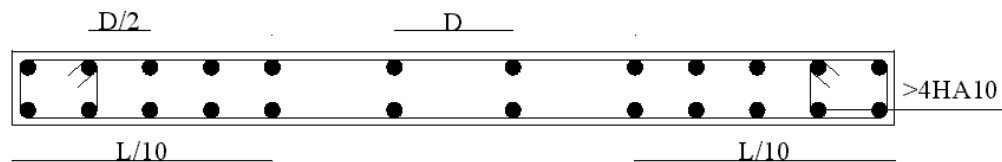
Tableau 6.39 Aciers supplémentaires.

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm ²	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	m	0,5	0,33

6.4.4.5 Préconisation du règlement parasismique Algérien (RPA99 version2003):

a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.
- 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 la moitié sur $L/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.



Disposition des armatures verticales dans les voiles

b. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c. Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15%
 - En zone courante 0,10%

- L'espace des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

❖ Vérification de la contrainte de compression des voiles :

La vérification de la contrainte maximale enregistrée dans les voiles sous différentes combinaisons de charge qui favorisent l'apparition de contrainte de compression importante (tel que $1,35G + 1,5Q$). Ces contraintes doivent être comparées à σ_{ba} et à σ_{bna}

6.4.5 Ferrailage des voiles de la superstructure

Voile Vx1 :

On a : $L = 4,2m$; $e = 0,2 m$. $L_t=L=4,2m$ (voile entièrement tendu)

D'après le fichier output d'**ETABS**, on a :

Niveau	S11= σ_1 [MPa]	S22= σ_2 [MPa]	S12= τ_1 (MPa)	sollicitation
3S-SOL, RDC, 1 ^{er}	0,71	3,55	0,6	SET

- Aciers verticaux :

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.40 Les Aciers verticaux (Vx1).

Niveau	Bande (m)	$S_i=a.l$ (m^2)	Position / $\sigma_1(m)$	σ_i (MPa)	F_t (KN)	A_s (cm^2)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm^2)	A_v^{cal} (cm^2)	choix	A_v^{adp} (cm^2)
3S-SOL, RDC, 1 ^{er}	1,05	0,21	3,68	3,11	652,31	13,05	0,60	3,92	16,96	2×9T12	20,36
	1,05	0,21	2,63	2,22	465,94	9,32	0,60	3,92	13,23	2×7T12	15,83
	1,05	0,21	1,58	1,33	279,56	5,59	0,60	3,92	9,51	2×5T12	11,31
	1,05	0,21	0,53	0,44	93,19	1,86	0,60	3,92	5,78	2×4T12	9,05

Tableau 6.41 les sections d'armatures adoptées et les espacements (Vx1).

Niveau	Choix des barres	St (cm)	St max	Obs	
3S-SOL, RDC, 1 ^{er}	1	2×9T12	15	30	vérifiée
	2	2×7T12	15	30	vérifiée

- Aciers horizontaux :

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.42 Les Aciers horizontaux (Vx1).

Niveau	A_{H1} (cm^2)	A_{H2} (cm^2)	A_{H3} (cm^2)	Choix	A_H^{adp} (cm^2)	S_t (cm)
3S-SOL, RDC, 1 ^{er}	1,58	8,70	3,15	2×6T10	9,42	15

Voile Vx2:

On a : $L = 3,8m$; $e = 0,2 m$. $L_t=L=3,8m$ (voile entièrement tendu)

D'après le fichier output d'**ETABS**, on a :

Niveau	$S_{11}=\sigma_1$ [MPa]	$S_{22}=\sigma_2$ [MPa]	$S_{12}=\tau_1$ (MPa)	sollicitation
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	0,78	3,92	0,3	SET
3 ^{ème} - 5 ^{ème}	0,6	3,47	0,52	SET
6 ^{ème} - 8 ^{ème}	0,61	2,97	0,45	SET
9 ^{ème} - 11 ^{ème}	0,42	2,19	0,41	SET
12 ^{ème} - 17 ^{ème}	0,47	2,44	0,32	SET

- Aciers verticaux :

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.43 Les Aciers verticaux (Vx2).

Niveau	Bande (m)	$S_i=a.l$ (m^2)	Position / $\sigma_i(m)$	σ_i (MPa)	F_t (KN)	A_s (cm^2)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm^2)	A_v^{cal} (cm^2)	choix	A_v^{adp} (cm^2)
3SSOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	0,95	0,19	3,33	3,43	651,70	13,03	0,30	1,77	14,81	2×10T10	15,71
	0,95	0,19	2,38	2,45	465,50	9,31	0,30	1,77	11,08	2×8T10	12,57
	0,95	0,19	1,43	1,47	279,30	5,59	0,30	1,77	7,36	2×5T10	7,85
	0,95	0,19	0,48	0,49	93,10	1,86	0,30	1,77	3,63	2×4T10	6,28
3 ^{ème} à 5 ^{ème}	0,95	0,19	3,33	3,04	576,89	11,54	0,52	3,07	14,61	2×10T10	15,71
	0,95	0,19	2,38	2,17	412,06	8,24	0,52	3,07	11,31	2×8T10	12,57
	0,95	0,19	1,43	1,30	247,24	4,94	0,52	3,07	8,02	2×6T10	9,42
	0,95	0,19	0,48	0,43	82,41	1,65	0,52	3,07	4,72	2×4T10	6,28
6 ^{ème} à 8 ^{ème}	0,95	0,19	3,33	2,60	493,76	9,88	0,45	2,66	12,53	2×8T10	12,57
	0,95	0,19	2,38	1,86	352,69	7,05	0,45	2,66	9,71	2×7T10	11
	0,95	0,19	1,43	1,11	211,61	4,23	0,45	2,66	6,89	2×5T10	7,85
	0,95	0,19	0,48	0,37	70,54	1,41	0,45	2,66	4,07	2×4T10	6,28
9 ^{ème} à 11 ^{ème}	0,95	0,19	3,33	1,92	364,09	7,28	0,41	2,42	9,70	2×7T10	11
	0,95	0,19	2,38	1,37	260,06	5,20	0,41	2,42	7,62	2×5T10	7,85
	0,95	0,19	1,43	0,82	156,04	3,12	0,41	2,42	5,54	2×4T10	6,28
	0,95	0,19	0,48	0,27	52,01	1,04	0,41	2,42	3,46	2×4T10	6,28
12 ^{ème} à 17 ^{ème}	0,95	0,19	3,33	2,14	405,65	8,11	0,32	1,89	10,00	2×7T10	11
	0,95	0,19	2,38	1,53	289,75	5,80	0,32	1,89	7,68	2×5T10	7,85
	0,95	0,19	1,43	0,92	173,85	3,48	0,32	1,89	5,37	2×4T10	6,28
	0,95	0,19	0,48	0,31	57,95	1,16	0,32	1,89	3,05	2×4T10	6,28

Tableau 6.44 les sections d'armatures adoptées et les espacements (Vx2).

Niveau	Choix des barres		St (cm)	St max	Obs
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	1	2×10T10	15	30	vérifiée
	2	2×8T10	15	30	vérifiée
3 ^{ème} - 5 ^{ème}	1	2×10T10	15	30	vérifiée
	2	2×8T10	15	30	vérifiée
6 ^{ème} - 8 ^{ème}	1	2×8T10	15	30	vérifiée
	2	2×7T10	15	30	vérifiée
9 ^{ème} - 11 ^{ème}	1	2×8T10	15	30	vérifiée
	2	2×7T10	15	30	vérifiée
12 ^{ème} - 17 ^{ème}	1	2×8T10	15	30	vérifiée
	2	2×7T10	15	30	vérifiée

- Aciers horizontaux :

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.45 Les Aciers horizontaux (Vx2).

Niveau	A_{H1} (cm^2)	A_{H2} (cm^2)	A_{H3} (cm^2)	Choix	A_H^{adp} (cm^2)	S_t (cm)
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	0,79	8,69	2,85	2×6T10	9,42	15
3 ^{ème} -5 ^{ème}	1,37	7,69	2,85	2×6T10	9,42	15
6 ^{ème} -8 ^{ème}	1,18	6,58	2,85	2×6T10	9,42	15
9 ^{ème} -11 ^{ème}	1,08	4,85	2,85	2×6T10	9,42	15
12 ^{ème} -17 ^{ème}	0,84	5,41	2,85	2×6T10	9,42	15

Voile Vx3:

On a : $L = 4,2m$; $e = 0,2 m$. $L_t=L=4,2m$ (voile entièrement tendu)

D'après le fichier output d'**ETABS**, on a :

Niveau	$S11=\sigma1$ [MPa]	$S22=\sigma2$ [MPa]	$S12=\tau1$ (MPa)	sollicitation
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	0,96	4,81	0,57	SET
3 ^{ème} -5 ^{ème}	0,7	3,34	1,74	SET
6 ^{ème} -8 ^{ème}	0,61	2,71	0,76	SET
9 ^{ème} -11 ^{ème}	0,3	1,44	0,61	SET
12 ^{ème} -17 ^{ème}	0,12	2,27	0,48	SET

- Aciers verticaux :

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.46 Les Aciers verticaux (Vx3).

Niveau	Bande (m)	$S_i=a.l$ (m^2)	Position / $\sigma_i(m)$	σ_i (MPa)	F_t (KN)	A_s (cm^2)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm^2)	A_v^{cal} (cm^2)	choix	A_v^{adp} (cm^2)
3SSOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	1,05	0,21	3,68	4,21	883,84	17,68	0,57	3,72	21,40	2×10T12	22,62
	1,05	0,21	2,63	3,01	631,31	12,63	0,57	3,72	16,35	2×8T12	18,1
	1,05	0,21	1,58	1,80	378,79	7,58	0,57	3,72	11,30	2×6T12	13,57
	1,05	0,21	0,53	0,60	126,26	2,53	0,57	3,72	6,25	2×4T12	9,05
3 ^{ème} à 5 ^{ème}	1,05	0,21	3,68	2,92	613,73	12,27	1,74	11,36	23,63	2×11T12	24,88
	1,05	0,21	2,63	2,09	438,38	8,77	1,74	11,36	20,12	2×9T12	20,36
	1,05	0,21	1,58	1,25	263,03	5,26	1,74	11,36	16,62	2×8T12	18,1
	1,05	0,21	0,53	0,42	87,68	1,75	1,74	11,36	13,11	2×6T12	13,57
6 ^{ème} à 8 ^{ème}	1,05	0,21	3,68	2,37	497,96	9,96	0,76	4,96	14,92	2×10T10	15,71
	1,05	0,21	2,63	1,69	355,69	7,11	0,76	4,96	12,07	2×8T10	12,57
	1,05	0,21	1,58	1,02	213,41	4,27	0,76	4,96	9,23	2×7T10	11,00
	1,05	0,21	0,53	0,34	71,14	1,42	0,76	4,96	6,38	2×5T10	7,85
9 ^{ème} à 11 ^{ème}	1,05	0,21	3,68	1,26	264,60	5,29	0,61	3,98	9,27	2×10T10	15,71
	1,05	0,21	2,63	0,90	189,00	3,78	0,61	3,98	7,76	2×8T10	12,57
	1,05	0,21	1,58	0,54	113,40	2,27	0,61	3,98	6,25	2×7T10	11,00
	1,05	0,21	0,53	0,18	37,80	0,76	0,61	3,98	4,74	2×5T10	7,85
12 ^{ème} à 17 ^{ème}	1,05	0,21	3,68	1,99	417,11	8,34	0,48	3,13	11,48	2×10T10	15,71
	1,05	0,21	2,63	1,42	297,94	5,96	0,48	3,13	9,09	2×8T10	12,57
	1,05	0,21	1,58	0,85	178,76	3,58	0,48	3,13	6,71	2×7T10	11,00
	1,05	0,21	0,53	0,28	59,59	1,19	0,48	3,13	4,32	2×5T10	7,85

Tableau 6.47 les sections d'armatures adoptées et les espacements (Vx3).

Niveau	Choix des barres	St (cm)	St max	Obs	
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	1	2×10T12	15	30	vérifiée
	2	2×8T12	15	30	vérifiée
3 ^{ème} - 5 ^{ème}	1	2×11T12	15	30	vérifiée
	2	2×9T12	15	30	vérifiée
6 ^{ème} - 8 ^{ème}	1	2×10T10	15	30	vérifiée
	2	2×8T10	15	30	vérifiée
9 ^{ème} - 11 ^{ème}	1	2×10T10	15	30	vérifiée
	2	2×8T10	15	30	vérifiée
12 ^{ème} - 17 ^{ème}	1	2×10T10	15	30	vérifiée
	2	2×8T10	15	30	vérifiée

- Aciers horizontaux :

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.48 Les Aciers horizontaux (Vx3).

Niveau	A_{H1} (cm^2)	A_{H2} (cm^2)	A_{H3} (cm^2)	Choix	A_H^{adp} (cm^2)	S_t (cm)
3S-SOL , RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	1,50	11,78	3,15	2×6T12	13,57	15
3 ^{ème} -5 ^{ème}	4,57	8,18	3,15	2×6T10	9,42	15
6 ^{ème} -8 ^{ème}	2,00	6,64	3,15	2×6T10	9,42	15
9 ^{ème} -11 ^{ème}	1,60	3,53	3,15	2×6T10	9,42	15
12 ^{ème} -17 ^{ème}	1,26	5,56	3,15	2×6T10	9,42	15

Voile Vx4, Vx7:

On a : $L = 3,8m$; $e = 0,2m$. $L_t=L=3,8m$ (voile entièrement tendu)

D'après le fichier output d'**ETABS**, on a :

Niveau	$S11=\sigma1$ [MPa]	$S22=\sigma2$ [MPa]	$S12=\tau1$ (MPa)	sollicitation
3S-SOL , RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	0,79	5,61	0,82	SET
3 ^{ème} -5 ^{ème}	0,57	3,36	0,88	SET
6 ^{ème} -8 ^{ème}	0,45	2,22	0,8	SET
9 ^{ème} -11 ^{ème}	0,37	1,88	0,25	SET
12 ^{ème} -17 ^{ème}	0,35	1,75	0,24	SET

- Aciers verticaux :

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.49 Les Aciers verticaux (Vx4, Vx7).

Niveau	Bande (m)	$S_i=a.l$ (m^2)	Position / $\sigma_i(m)$	σ_i (MPa)	F_t (KN)	A_s (cm^2)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm^2)	A_v^{cal} (cm^2)	choix	A_v^{adp} (cm^2)
3SSOL , RDC, 1 ^{er} ,2 ^{ème}	0,95	0,19	3,33	4,91	932,66	18,65	0,82	4,84	23,50	2×9T14	24,88
	0,95	0,19	2,38	3,51	666,19	13,32	0,82	4,84	18,17	2×7T14	21,55
	0,95	0,19	1,43	2,10	399,71	7,99	0,82	4,84	12,84	2×5T14	15,39
	0,95	0,19	0,48	0,70	133,24	2,66	0,82	4,84	7,51	2×4T14	12,32
3 ^{ème} à 5 ^{ème}	0,95	0,19	3,33	2,94	558,60	11,17	0,88	5,20	16,37	2×8T12	18,10
	0,95	0,19	2,38	2,10	399,00	7,98	0,88	5,20	13,18	2×7T12	15,83
	0,95	0,19	1,43	1,26	239,40	4,79	0,88	5,20	9,98	2×5T12	11,31
	0,95	0,19	0,48	0,42	79,80	1,60	0,88	5,20	6,79	2×4T12	9,05
6 ^{ème} à 8 ^{ème}	0,95	0,19	3,33	1,94	369,08	7,38	0,80	4,72	12,11	2×8T10	12,57
	0,95	0,19	2,38	1,39	263,63	5,27	0,80	4,72	10,00	2×7T10	11,31
	0,95	0,19	1,43	0,83	158,18	3,16	0,80	4,72	7,89	2×7T10	11,00
	0,95	0,19	0,48	0,28	52,73	1,05	0,80	4,72	5,78	2×5T10	7,85
9 ^{ème} à 11 ^{ème}	0,95	0,19	3,33	1,65	312,55	6,25	0,25	1,48	7,73	2×8T10	12,57
	0,95	0,19	2,38	1,18	223,25	4,47	0,25	1,48	5,94	2×7T10	11,31
	0,95	0,19	1,43	0,71	133,95	2,68	0,25	1,48	4,16	2×7T10	11,00
	0,95	0,19	0,48	0,24	44,65	0,89	0,25	1,48	2,37	2×5T10	7,85
12 ^{ème} à 17 ^{ème}	0,95	0,19	3,33	1,53	290,94	5,82	0,24	1,42	7,24	2×8T10	12,57
	0,95	0,19	2,38	1,09	207,81	4,16	0,24	1,42	5,57	2×7T10	11,31
	0,95	0,19	1,43	0,66	124,69	2,49	0,24	1,42	3,91	2×7T10	11,00
	0,95	0,19	0,48	0,22	41,56	0,83	0,24	1,42	2,25	2×5T10	7,85

Tableau 6.50 les sections d'armatures adoptées et les espacements (Vx4, Vx7).

Niveau	Choix des barres		St (cm)	St ^{max}	Obs
3S-SOL , RDC, 1 ^{er} ,2 ^{ème}	1	2×9T14	15	30	vérifiée
	2	2×7T14	15	30	vérifiée
3 ^{ème} -5 ^{ème}	1	2×8T12	15	30	vérifiée
	2	2×7T12	15	30	vérifiée
6 ^{ème} -8 ^{ème}	1	2×8T10	15	30	vérifiée
	2	2×7T10	15	30	vérifiée
9 ^{ème} -11 ^{ème}	1	2×8T10	15	30	vérifiée
	2	2×7T10	15	30	vérifiée
12 ^{ème} -17 ^{ème}	1	2×8T10	15	30	vérifiée
	2	2×7T10	15	30	vérifiée

- Aciers horizontaux :

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.51 Les Aciers horizontaux (Vx4, Vx7).

Niveau	A_{H1} (cm^2)	A_{H2} (cm^2)	A_{H3} (cm^2)	Choix	A_H^{adp} (cm^2)	S_t (cm)
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	2,15	12,44	2,85	2×7T12	15,83	15
3 ^{ème} -5 ^{ème}	2,31	7,45	2,85	2×7T10	11,00	15
6 ^{ème} -8 ^{ème}	2,10	4,92	2,85	2×7T10	11,00	15
9 ^{ème} -11 ^{ème}	0,66	4,17	2,85	2×7T10	11,00	15
12 ^{ème} -17 ^{ème}	0,63	3,88	2,85	2×7T10	11,00	15

Voile Vx5:

On a : $L = 5,15m$; $e = 0,2 m$. $L_t=L=5,15m$ (voile entièrement tendu)

D'après le fichier output d'**ETABS**, on a :

Niveau	$S11=\sigma1$ [MPa]	$S22=\sigma2$ [MPa]	$S12=\tau1$ (MPa)	sollicitation
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	0,82	6,57	1,53	SET
3 ^{ème} -5 ^{ème}	1,26	6,27	0,56	SET
6 ^{ème} -8 ^{ème}	1,27	6,37	0,45	SET
9 ^{ème} -11 ^{ème}	1,2	5,91	0,53	SET
12 ^{ème} -17 ^{ème}	1,02	4,99	0,54	SET

- Aciers verticaux :

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.52 Les Aciers verticaux (Vx5).

Niveau	Bande (m)	$S_i=a.l$ (m^2)	Position / $\sigma_i(m)$	σ_i (MPa)	F_t (KN)	A_s (cm^2)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm^2)	A_v^{cal} (cm^2)	choix	A_v^{adp} (cm^2)
3SSOL , RDC, 1 ^{er} ,2 ^{ème}	1,29	0,26	4,51	5,75	1480,30	29,61	1,53	12,24	41,85	2×11T16	44,23
	1,29	0,26	3,22	4,11	1057,36	21,15	1,53	12,24	33,39	2×9T16	36,19
	1,29	0,26	1,93	2,46	634,42	12,69	1,53	12,24	24,93	2×7T16	28,15
	1,29	0,26	0,64	0,82	211,47	4,23	1,53	12,24	16,47	2×5T16	20,11
3 ^{ème} à 5 ^{ème}	1,29	0,26	4,51	5,49	1412,71	28,25	0,56	4,48	32,74	2×11T14	33,86
	1,29	0,26	3,22	3,92	1009,08	20,18	0,56	4,48	24,66	2×9T14	27,7
	1,29	0,26	1,93	2,35	605,45	12,11	0,56	4,48	16,59	2×6T14	18,47
	1,29	0,26	0,64	0,78	201,82	4,04	0,56	4,48	8,52	2×4T14	12,31
6 ^{ème} à 8 ^{ème}	1,29	0,26	4,51	5,57	1435,24	28,70	0,45	3,60	32,31	2×11T14	33,86
	1,29	0,26	3,22	3,98	1025,17	20,50	0,45	3,60	24,10	2×9T14	27,7
	1,29	0,26	1,93	2,39	615,10	12,30	0,45	3,60	15,90	2×6T14	18,47
	1,29	0,26	0,64	0,80	205,03	4,10	0,45	3,60	7,70	2×4T14	12,31
9 ^{ème} à 11 ^{ème}	1,29	0,26	4,51	5,17	1331,60	26,63	0,53	4,24	30,87	2×11T14	33,86
	1,29	0,26	3,22	3,69	951,14	19,02	0,53	4,24	23,26	2×9T14	27,7
	1,29	0,26	1,93	2,22	570,68	11,41	0,53	4,24	15,66	2×6T14	18,47
	1,29	0,26	0,64	0,74	190,23	3,80	0,53	4,24	8,05	2×4T14	12,31
12 ^{ème} à 17 ^{ème}	1,29	0,26	4,51	4,37	1124,31	22,49	0,54	4,32	26,81	2×9T14	27,7
	1,29	0,26	3,22	3,12	803,08	16,06	0,54	4,32	20,38	2×7T14	21,55
	1,29	0,26	1,93	1,87	481,85	9,64	0,54	4,32	13,96	2×5T14	15,39
	1,29	0,26	0,64	0,62	160,62	3,21	0,54	4,32	7,53	2×4T14	12,31

Tableau 6.53 les sections d'armatures adoptées et les espacements (Vx5).

Niveau	Choix des barres	St (cm)	St ^{max}	Obs	
3S-SOL , RDC, 1 ^{er} ,2 ^{ème}	1	2×11T16	15	30	vérifiée
	2	2×9T16	15	30	vérifiée
3 ^{ème} -5 ^{ème}	1	2×11T14	15	30	vérifiée
	2	2×9T14	15	30	vérifiée
6 ^{ème} -8 ^{ème}	1	2×11T14	15	30	vérifiée
	2	2×9T14	15	30	vérifiée
9 ^{ème} -11 ^{ème}	1	2×11T14	15	30	vérifiée
	2	2×9T14	15	30	vérifiée
12 ^{ème} -17 ^{ème}	1	2×9T14	15	30	vérifiée
	2	2×7T14	15	30	vérifiée

- Aciers horizontaux :

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.54 Les Aciers horizontaux (Vx5).

Niveau	A_{H1} (cm^2)	A_{H2} (cm^2)	A_{H3} (cm^2)	Choix	A_H^{adp} (cm^2)	S_t (cm)
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	4,02	19,74	3,86	2×7T14	21,55	15
3 ^{ème} - 5 ^{ème}	1,47	18,84	3,86	2×7T14	21,55	15
6 ^{ème} - 8 ^{ème}	1,18	19,14	3,86	2×7T14	21,55	15
9 ^{ème} - 11 ^{ème}	1,39	17,75	3,86	2×7T14	21,55	15
12 ^{ème} - 17 ^{ème}	1,42	14,99	3,86	2×7T12	15,83	15

Voile Vx6:

On a : $L = 5,65m$; $e = 0,2 m$. $L_t=L=5,62m$ (voile entièrement tendu)

D'après le fichier output d'**ETABS**, on a :

Niveau	$S11=\sigma1$ [MPa]	$S22=\sigma2$ [MPa]	$S12=\tau1$ (MPa)	sollicitation
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	0,4	4,37	0,75	SET
3 ^{ème} - 5 ^{ème}	0,62	3,88	0,64	SET
6 ^{ème} - 8 ^{ème}	0,59	3,07	0,45	SET
9 ^{ème} - 11 ^{ème}	0,17	2,3	0,72	SET
12 ^{ème} - 17 ^{ème}	0,03	1,4	0,53	SET

- Aciers verticaux :

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.55 Les Aciers verticaux (Vx6).

Niveau	Bande (m)	$S_i=a.l$ (m^2)	Position / $\sigma_i(m)$	σ_i (MPa)	F_t (KN)	A_s (cm^2)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm^2)	A_v^{cal} (cm^2)	choix	A_v^{adp} (cm^2)
3SSOL , RDC, 1 ^{er} ,2 ^{ème}	1,13	0,23	5,09	3,93	888,86	17,78	0,75	5,27	23,05	2×9T14	27,7
	1,13	0,23	3,96	3,06	691,33	13,83	0,75	5,27	19,09	2×7T14	21,55
	1,13	0,23	2,83	2,19	493,81	9,88	0,75	5,27	15,14	2×5T14	15,39
	1,13	0,23	1,70	1,31	296,29	5,93	0,75	5,27	11,19	2×4T14	12,31
	1,13	0,23	0,57	0,44	98,76	1,98	0,75	5,27	7,24	2×4T14	12,31
3 ^{ème} à 5 ^{ème}	1,13	0,23	5,09	3,49	789,19	15,78	0,64	4,50	20,28	2×9T12	20,36
	1,13	0,23	3,96	2,72	613,82	12,28	0,64	4,50	16,77	2×8T12	18,1
	1,13	0,23	2,83	1,94	438,44	8,77	0,64	4,50	13,26	2×6T12	13,57
	1,13	0,23	1,70	1,16	263,06	5,26	0,64	4,50	9,76	2×4T12	9,05
	1,13	0,23	0,57	0,39	87,69	1,75	0,64	4,50	6,25	2×4T12	9,05
6 ^{ème} à 8 ^{ème}	1,13	0,23	5,09	2,76	624,44	12,49	0,45	3,16	15,65	2×9T12	20,36
	1,13	0,23	3,96	2,15	485,67	9,71	0,45	3,16	12,87	2×7T12	15,83
	1,13	0,23	2,83	1,54	346,91	6,94	0,45	3,16	10,10	2×6T12	13,57
	1,13	0,23	1,70	0,92	208,15	4,16	0,45	3,16	7,32	2×4T12	9,05
	1,13	0,23	0,57	0,31	69,38	1,39	0,45	3,16	4,55	2×4T12	9,05
9 ^{ème} à 11 ^{ème}	1,13	0,23	5,09	2,07	467,82	9,36	0,72	5,06	14,41	2×7T12	15,83
	1,13	0,23	3,96	1,61	363,86	7,28	0,72	5,06	12,33	2×6T12	13,57
	1,13	0,23	2,83	1,15	259,90	5,20	0,72	5,06	10,26	2×5T12	11,31
	1,13	0,23	1,70	0,69	155,94	3,12	0,72	5,06	8,18	2×4T12	9,05
	1,13	0,23	0,57	0,23	51,98	1,04	0,72	5,06	6,10	2×4T12	9,05
12 ^{ème} à 17 ^{ème}	1,13	0,23	5,09	1,26	284,76	5,70	0,53	3,72	9,42	2×7T10	11
	1,13	0,23	3,96	0,98	221,48	4,43	0,53	3,72	8,15	2×6T10	9,42
	1,13	0,23	2,83	0,70	158,20	3,16	0,53	3,72	6,89	2×6T10	9,42
	1,13	0,23	1,70	0,42	94,92	1,90	0,53	3,72	5,62	2×6T10	9,42
	1,13	0,23	0,57	0,14	31,64	0,63	0,53	3,72	4,36	2×6T10	9,42

Tableau 6.56 les sections d'armatures adoptées et les espacements (Vx6).

Niveau	Choix des barres	St (cm)	St ^{max}	Obs	
3S-SOL , RDC, 1 ^{er} ,2 ^{ème}	1	2×9T14	15	30	vérifiée
	2	2×7T14	15	30	vérifiée
3 ^{ème} -5 ^{ème}	1	2×9T12	15	30	vérifiée
	2	2×7T12	15	30	vérifiée
6 ^{ème} -8 ^{ème}	1	2×9T12	15	30	vérifiée
	2	2×7T12	15	30	vérifiée
9 ^{ème} -11 ^{ème}	1	2×7T12	15	30	vérifiée
	2	2×6T12	15	30	vérifiée
12 ^{ème} -17 ^{ème}	1	2×7T10	15	30	vérifiée
	2	2×6T10	15	30	vérifiée

- Aciers horizontaux :

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.57 Les Aciers horizontaux (Vx6).

Niveau	A_{H1} (cm^2)	A_{H2} (cm^2)	A_{H3} (cm^2)	Choix	A_{H}^{adp} (cm^2)	S_t (cm)
3S-SOL , RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	1,97	11,85	3,39	2×7T12	15,83	15
3 ^{ème} -5 ^{ème}	1,68	10,52	3,39	2×7T10	11	15
6 ^{ème} -8 ^{ème}	1,18	8,33	3,39	2×7T10	11	15
9 ^{ème} -11 ^{ème}	1,89	6,24	3,39	2×7T10	11	15
12 ^{ème} -17 ^{ème}	1,39	3,80	3,39	2×7T10	11	15

Voile Vx8 :

On a : $L = 3,3m$; $e = 0,2 m$. $L_t=L=3,3m$ (voile entièrement tendu)

D'après le fichier output d'ETABS, on a :

Niveau	S11= σ_1 [MPa]	S22= σ_2 [MPa]	S12= τ_1 (MPa)	sollicitation
3S-SOL , RDC, 1 ^{er}	1,6	6,92	1,12	SET

- Aciers verticaux :

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.58 Les Aciers verticaux (Vx8).

Niveau	Bande (m)	$S_i=a.l$ (m^2)	Position / $\sigma_1(m)$	σ_i (MPa)	F_t (KN)	A_s (cm^2)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm^2)	A_v^{cal} (cm^2)	choix	A_v^{adp} (cm^2)
3S-SOL , RDC, 1 ^{er}	0,82	0,16	2,88	6,06	998,17	19,96	1,12	5,74	25,70	2×9T14	27,7
	0,82	0,16	2,06	4,33	712,98	14,26	1,12	5,74	20,00	2×7T14	21,55
	0,82	0,16	1,24	2,60	427,79	8,56	1,12	5,74	14,29	2×5T14	15,39
	0,82	0,16	0,41	0,86	142,60	2,85	1,12	5,74	8,59	2×4T14	12,31

Tableau 6.59 les sections d'armatures adoptées et les espacements(Vx8).

Niveau	Choix des barres		S_t (cm)	S_t max	Obs
3S-SOL , RDC, 1 ^{er}	1	2×9T14	15	30	vérifiée
	2	2×7T14	15	30	vérifiée

- Aciers horizontaux :

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.60 Les Aciers horizontaux (Vx8).

Niveau	A_{H1} (cm ²)	A_{H2} (cm ²)	A_{H3} (cm ²)	Choix	A_H^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
3S-SOL, RDC, 1 ^{er}	2,94	13,31	2,47	2×7T12	15,83	15

Voile Vy1 :

On a : $L = 8\text{m}$; $e = 0,2\text{ m}$. $L_t=L=8\text{m}$ (voile entièrement tendu)

D'après le fichier output d'**ETABS**, on a :

Niveau	S11= σ_1 [MPa]	S22= σ_2 [MPa]	S12= τ_1 (MPa)	sollicitation
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	1,23	6,16	0,72	SET
3 ^{ème} - 5 ^{ème}	1,05	5,54	1,08	SET
6 ^{ème} - 8 ^{ème}	0,77	4,08	0,883	SET
9 ^{ème} - 11 ^{ème}	0,88	4,35	0,15	SET
12 ^{ème} - 16 ^{ème}	1,33	6,69	0,33	SET

- Aciers verticaux :

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.61 Les Aciers verticaux (Vy1).

Niveau	Bande (m)	$S_i=a.l$ (m ²)	Position / σ_i (m)	σ_i (MPa)	F_t (KN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v^{cal} (cm ²)	choix	A_v^{adp} (cm ²)
3SSOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	1,14	0,23	7,43	5,72	1307,43	26,15	0,72	5,11	31,26	2×9T16	36,19
	1,14	0,23	6,29	4,84	1106,29	22,13	0,72	5,11	27,24	2×7T16	28,15
	1,14	0,23	5,14	3,96	905,14	18,10	0,72	5,11	23,22	2×6T16	24,13
	1,14	0,23	4,00	3,08	704,00	14,08	0,72	5,11	19,19	2×6T16	24,13
	1,14	0,23	2,86	2,20	502,86	10,06	0,72	5,11	15,17	2×5T16	20,11
	1,14	0,23	1,71	1,32	301,71	6,03	0,72	5,11	11,15	2×4T16	16,08
	1,14	0,23	0,57	0,44	100,57	2,01	0,72	5,11	7,13	2×3T16	12,06
3 ^{ème} à 5 ^{ème}	1,14	0,23	7,43	5,14	1175,84	23,52	1,08	7,67	31,19	2×9T16	36,19
	1,14	0,23	6,29	4,35	994,94	19,90	1,08	7,67	27,57	2×7T16	28,15
	1,14	0,23	5,14	3,56	814,04	16,28	1,08	7,67	23,95	2×6T16	24,13
	1,14	0,23	4,00	2,77	633,14	12,66	1,08	7,67	20,34	2×6T16	24,13
	1,14	0,23	2,86	1,98	452,24	9,04	1,08	7,67	16,72	2×5T16	20,11
	1,14	0,23	1,71	1,19	271,35	5,43	1,08	7,67	13,10	2×4T16	16,08
	1,14	0,23	0,57	0,40	90,45	1,81	1,08	7,67	9,48	2×3T16	12,06
6 ^{ème} à 8 ^{ème}	1,14	0,23	7,43	3,79	865,96	17,32	0,88	6,27	23,59	2×9T14	27,71
	1,14	0,23	6,29	3,21	732,73	14,65	0,88	6,27	20,93	2×7T14	21,55
	1,14	0,23	5,14	2,62	599,51	11,99	0,88	6,27	18,26	2×7T14	21,55
	1,14	0,23	4,00	2,04	466,29	9,33	0,88	6,27	15,60	2×6T14	18,47
	1,14	0,23	2,86	1,46	333,06	6,66	0,88	6,27	12,93	2×5T14	15,39
	1,14	0,23	1,71	0,87	199,84	4,00	0,88	6,27	10,27	2×4T14	12,31
	1,14	0,23	0,57	0,29	66,61	1,33	0,88	6,27	7,61	2×4T14	12,31
9 ^{ème} à 11 ^{ème}	1,14	0,23	7,43	4,04	923,27	18,47	0,15	1,07	19,53	2×9T14	27,71
	1,14	0,23	6,29	3,42	781,22	15,62	0,15	1,07	16,69	2×7T14	21,55
	1,14	0,23	5,14	2,80	639,18	12,78	0,15	1,07	13,85	2×7T14	21,55
	1,14	0,23	4,00	2,18	497,14	9,94	0,15	1,07	11,01	2×6T14	18,47
	1,14	0,23	2,86	1,55	355,10	7,10	0,15	1,07	8,17	2×5T14	15,39
	1,14	0,23	1,71	0,93	213,06	4,26	0,15	1,07	5,33	2×4T14	12,31
	1,14	0,23	0,57	0,31	71,02	1,42	0,15	1,07	2,49	2×4T14	12,31
12 ^{ème} à 16 ^{ème}	1,14	0,23	7,43	6,21	1419,92	28,40	0,33	2,34	30,74	2×10T14	30,79
	1,14	0,23	6,29	5,26	1201,47	24,03	0,33	2,34	26,37	2×9T14	27,71
	1,14	0,23	5,14	4,30	983,02	19,66	0,33	2,34	22,00	2×8T14	24,63
	1,14	0,23	4,00	3,35	764,57	15,29	0,33	2,34	17,64	2×6T14	18,47
	1,14	0,23	2,86	2,39	546,12	10,92	0,33	2,34	13,27	2×5T14	15,39
	1,14	0,23	1,71	1,43	327,67	6,55	0,33	2,34	8,90	2×4T14	12,31
	1,14	0,23	0,57	0,48	109,22	2,18	0,33	2,34	4,53	2×4T14	12,31

Tableau 6.62 les sections d'armatures adoptées et les espacements (Vy1).

Niveau	Choix des barres	St (cm)	St max	Obs	
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	1	2×9T16	15	30	vérifiée
	2	2×7T16	15	30	vérifiée
3 ^{ème} -5 ^{ème}	1	2×9T16	15	30	vérifiée
	2	2×7T16	15	30	vérifiée
6 ^{ème} -8 ^{ème}	1	2×9T14	15	30	vérifiée
	2	2×7T14	15	30	vérifiée
9 ^{ème} -11 ^{ème}	1	2×9T14	15	30	vérifiée
	2	2×7T14	15	30	vérifiée
12 ^{ème} -16 ^{ème}	1	2×10T14	15	30	vérifiée
	2	2×9T14	15	30	vérifiée

- Aciers horizontaux :

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.63 Les Aciers horizontaux (Vy1).

Niveau	A _{H1} (cm ²)	A _{H2} (cm ²)	A _{H3} (cm ²)	Choix	A _H ^{adp} (cm ²)	S _t (cm)
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	1,89	17,43	3,43	2×7T14	21,55	15
3 ^{ème} -5 ^{ème}	2,84	15,68	3,43	2x7T12	15,83	15
6 ^{ème} -8 ^{ème}	2,32	11,55	3,43	2x7T12	15,83	15
9 ^{ème} -11 ^{ème}	0,39	12,31	3,43	2x7T12	15,83	15
12 ^{ème} -16 ^{ème}	0,87	18,93	3,43	2×7T14	21,55	15

Voile Vy2, Vy5:

On a : L = 2,1 m ; e = 0,2 m. L_t = L = 2,1 m (voile entièrement tendu)

D'après le fichier output d'ETABS, on a :

Niveau	S11=σ1 [MPa]	S22=σ2 [MPa]	S12=τ1 (MPa)	sollicitation
3S-SOL, RDC, 1 ^{er}	0,87	4,93	0,74	SET

- Aciers verticaux :

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.64 Les Aciers verticaux (Vy2, Vy5).

Niveau	Bande (m)	$S_i=a.l$ (m^2)	Position / σ_I (m)	σ_i (MPa)	F_t (KN)	A_s (cm^2)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm^2)	A_v^{cal} (cm^2)	choix	A_v^{adp} (cm^2)
3S-SOL, RDC, 1 ^{er}	0,53	0,11	1,84	4,31	452,94	9,06	0,74	2,41	11,47	2×8T10	12,57
	0,53	0,11	1,31	3,08	323,53	6,47	0,74	2,41	8,89	2×6T10	9,42
	0,53	0,11	0,79	1,85	194,12	3,88	0,74	2,41	6,30	2×5T10	7,85
	0,53	0,11	0,26	0,62	64,71	1,29	0,74	2,41	3,71	2×4T10	6,28

Tableau 6.65 les sections d'armatures adoptées et les espacements (Vy2, Vy5).

Niveau	Choix des barres		St (cm)	St max	Obs
3S-SOL, RDC, 1 ^{er}	1	2×8T10	15	30	vérifiée
	2	2×6T10	15	30	vérifiée

- Aciers horizontaux :

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.66 Les Aciers horizontaux (Vy2, Vy5).

Niveau	A_{H1} (cm^2)	A_{H2} (cm^2)	A_{H3} (cm^2)	Choix	A_H^{adp} (cm^2)	S_t (cm)
3S-SOL, RDC, 1 ^{er}	1,94	6,04	1,58	2×7T10	11,00	15

Voile Vy3, Vy7:

On a : $L = 3,6m$; $e = 0,2m$. $L_t=L=3,6m$ (voile entièrement tendu)

D'après le fichier output d'**ETABS**, on a :

Niveau	$S11=\sigma_1$ [MPa]	$S22=\sigma_2$ [MPa]	$S12=\tau_1$ (MPa)	sollicitation n
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	2,79	13,29	1,48	SET
3 ^{ème} - 5 ^{ème}	2,83	13,84	1,48	SET
6 ^{ème} - 8 ^{ème}	2,16	13,48	1,39	SET
9 ^{ème} - 11 ^{ème}	2,26	11,78	1,23	SET
12 ^{ème} - 17 ^{ème}	1,94	9,57	1,44	SET

- Aciers verticaux :

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.67 Les Aciers verticaux (Vy3, Vy7).

Niveau	Bande (m)	$S_i=a.l$ (m^2)	Position / $\sigma_i(m)$	σ_i (MPa)	F_t (KN)	A_s (cm^2)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm^2)	A_v^{cal} (cm^2)	choix	A_v^{adp} (cm^2)
3SSOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	0,90	0,18	3,15	11,63	2093,18	41,86	1,48	8,28	50,14	2×13T16	52,27
	0,90	0,18	2,25	8,31	1495,13	29,90	1,48	8,28	38,18	2×10T16	40,21
	0,90	0,18	1,35	4,98	897,08	17,94	1,48	8,28	26,22	2×7T16	28,15
	0,90	0,18	0,45	1,66	299,03	5,98	1,48	8,28	14,26	2×4T16	16,08
3 ^{ème} à 5 ^{ème}	0,90	0,18	3,15	12,11	2179,80	43,60	1,48	8,28	51,88	2×13T16	52,27
	0,90	0,18	2,25	8,65	1557,00	31,14	1,48	8,28	39,42	2×10T16	40,21
	0,90	0,18	1,35	5,19	934,20	18,68	1,48	8,28	26,96	2×7T16	28,15
	0,90	0,18	0,45	1,73	311,40	6,23	1,48	8,28	14,51	2×4T16	16,08
6 ^{ème} à 8 ^{ème}	0,90	0,18	3,15	11,80	2123,10	42,46	1,39	7,78	50,24	2×13T16	52,27
	0,90	0,18	2,25	8,43	1516,50	30,33	1,39	7,78	38,11	2×10T16	40,21
	0,90	0,18	1,35	5,06	909,90	18,20	1,39	7,78	25,97	2×7T16	28,15
	0,90	0,18	0,45	1,69	303,30	6,07	1,39	7,78	13,84	2×4T16	16,08
9 ^{ème} à 11 ^{ème}	0,90	0,18	3,15	10,31	1855,35	37,11	1,23	6,88	43,99	2×11T16	44,23
	0,90	0,18	2,25	7,36	1325,25	26,51	1,23	6,88	33,39	2×9T16	36,19
	0,90	0,18	1,35	4,42	795,15	15,90	1,23	6,88	22,78	2×6T16	24,13
	0,90	0,18	0,45	1,47	265,05	5,30	1,23	6,88	12,18	2×4T16	16,08
12 ^{ème} à 17 ^{ème}	0,90	0,18	3,15	8,37	1507,28	30,15	1,44	8,06	38,20	2×10T16	40,21
	0,90	0,18	2,25	5,98	1076,63	21,53	1,44	8,06	29,59	2×8T16	32,17
	0,90	0,18	1,35	3,59	645,98	12,92	1,44	8,06	20,98	2×6T16	24,13
	0,90	0,18	0,45	1,20	215,33	4,31	1,44	8,06	12,36	2×4T16	16,08

Tableau 6.68 les sections d'armatures adoptées et les espacements (Vy3, Vy7).

Niveau	Choix des barres	St (cm)	St max	Obs	
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	1	2×13T16	15	30	vérifiée
	2	2×10T16	15	30	vérifiée
3 ^{ème} - 5 ^{ème}	1	2×13T16	15	30	vérifiée
	2	2×10T16	15	30	vérifiée
6 ^{ème} - 8 ^{ème}	1	2×13T16	15	30	vérifiée
	2	2×10T16	15	30	vérifiée
9 ^{ème} - 11 ^{ème}	1	2×11T16	15	30	vérifiée
	2	2×9T16	15	30	vérifiée
12 ^{ème} - 17 ^{ème}	1	2×10T16	15	30	vérifiée
	2	2×8T16	15	30	vérifiée

- Aciers horizontaux :

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.69 Les Aciers horizontaux (Vy3, Vy7).

Niveau	A_{H1} (cm^2)	A_{H2} (cm^2)	A_{H3} (cm^2)	Choix	A_H^{adp} (cm^2)	S_t (cm)
3S-SOL , RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	3,89	27,91	2,70	2×10T14	30,79	15
3 ^{ème} -5 ^{ème}	3,89	29,06	2,70	2×10T14	30,79	15
6 ^{ème} -8 ^{ème}	3,65	28,31	2,70	2×10T14	30,79	15
9 ^{ème} -11 ^{ème}	3,23	24,74	2,70	2×9T14	27,71	15
12 ^{ème} -17 ^{ème}	3,78	20,10	2,70	2×7T14	21,55	15

Voile Vy4 , Vy6:

On a : $L = 1,8m$; $e = 0,2m$. $L_t=L=1,8m$ (voile entièrement tendu)

D'après le fichier output d'**ETABS**, on a :

Niveau	$S11=\sigma1$ [MPa]	$S22=\sigma2$ [MPa]	$S12=\tau1$ (MPa)	sollicitation
3S-SOL , RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	0,35	3,08	0,44	SET
3 ^{ème} -5 ^{ème}	0,48	2,4	0,26	SET
6 ^{ème} -8 ^{ème}	0,69	2,77	2,35	SET
9 ^{ème} -11 ^{ème}	0,64	3	2,24	SET
12 ^{ème} -17 ^{ème}	0,75	3,08	0,04	SET

- Aciers verticaux :

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.70 Les Aciers verticaux (Vy4 , Vy6).

Niveau	Bande (m)	$S_i=a.l$ (m^2)	Position / $\sigma_i(m)$	σ_i (MPa)	F_t (KN)	A_s (cm^2)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm^2)	A_v^{cal} (cm^2)	choix	A_v^{adp} (cm^2)
3SSOL , RDC, 1 ^{er} ,2 ^{ème}	0,45	0,09	1,58	2,70	242,55	4,85	0,44	1,23	6,08	2×4T10	6,28
	0,45	0,09	1,13	1,93	173,25	3,47	0,44	1,23	4,70	2×4T10	6,28
	0,45	0,09	0,68	1,16	103,95	2,08	0,44	1,23	3,31	2×4T10	6,28
	0,45	0,09	0,23	0,39	34,65	0,69	0,44	1,23	1,92	2×4T10	6,28
3 ^{ème} à 5 ^{ème}	0,45	0,09	1,58	2,10	189,00	3,78	0,26	0,73	4,51	2×4T10	6,28
	0,45	0,09	1,13	1,50	135,00	2,70	0,26	0,73	3,43	2×4T10	6,28
	0,45	0,09	0,68	0,90	81,00	1,62	0,26	0,73	2,35	2×4T10	6,28
	0,45	0,09	0,23	0,30	27,00	0,54	0,26	0,73	1,27	2×4T10	6,28
6 ^{ème} à 8 ^{ème}	0,45	0,09	1,58	2,42	218,14	4,36	2,35	6,57	10,94	2×7T10	11
	0,45	0,09	1,13	1,73	155,81	3,12	2,35	6,57	9,69	2×7T10	11
	0,45	0,09	0,68	1,04	93,49	1,87	2,35	6,57	8,44	2×6T10	9,42
	0,45	0,09	0,23	0,35	31,16	0,62	2,35	6,57	7,20	2×5T10	7,85
9 ^{ème} à 11 ^{ème}	0,45	0,09	1,58	2,63	236,25	4,73	2,24	6,27	10,99	2×7T10	11
	0,45	0,09	1,13	1,88	168,75	3,38	2,24	6,27	9,64	2×7T10	11
	0,45	0,09	0,68	1,13	101,25	2,03	2,24	6,27	8,29	2×6T10	9,42
	0,45	0,09	0,23	0,38	33,75	0,68	2,24	6,27	6,94	2×5T10	7,85
12 ^{ème} à 17 ^{ème}	0,45	0,09	1,58	2,70	242,55	4,85	0,04	0,11	4,96	2×4T10	6,28
	0,45	0,09	1,13	1,93	173,25	3,47	0,04	0,11	3,58	2×4T10	6,28
	0,45	0,09	0,68	1,16	103,95	2,08	0,04	0,11	2,19	2×4T10	6,28
	0,45	0,09	0,23	0,39	34,65	0,69	0,04	0,11	0,80	2×4T10	6,28

Tableau 6.71 les sections d'armatures adoptées et les espacements (Vy4 , Vy6).

Niveau	Choix des barres	St (cm)	St max	Obs	
3S-SOL , RDC, 1 ^{er} ,2 ^{ème}	1	2×4T10	15	30	vérifiée
	2	2×4T10	15	30	vérifiée
3 ^{ème} -5 ^{ème}	1	2×4T10	15	30	vérifiée
	2	2×4T10	15	30	vérifiée
6 ^{ème} -8 ^{ème}	1	2×7T10	15	30	vérifiée
	2	2×7T10	15	30	vérifiée
9 ^{ème} -11 ^{ème}	1	2×7T10	15	30	vérifiée
	2	2×7T10	15	30	vérifiée
12 ^{ème} -17 ^{ème}	1	2×4T10	15	30	vérifiée
	2	2×4T10	15	30	vérifiée

- Aciers horizontaux :

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.72 Les Aciers horizontaux (Vy4 , Vy6).

Niveau	A_{H1} (cm^2)	A_{H2} (cm^2)	A_{H3} (cm^2)	Choix	A_H^{adp} (cm^2)	S_t (cm)
3S-SOL , RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	1,16	3,23	1,35	2×7T10	11,00	15
3 ^{ème} -5 ^{ème}	0,68	2,52	1,35	2×7T10	11,00	15
6 ^{ème} -8 ^{ème}	6,17	2,91	1,35	2×7T10	11,00	15
9 ^{ème} -11 ^{ème}	5,88	3,15	1,35	2×7T10	11,00	15
12 ^{ème} -17 ^{ème}	0,11	3,23	1,35	2×7T10	11,00	15

Voile Vy8:

On a : $L = 7m$; $e = 0,2 m$. $L_t=L=7m$ (voile entièrement tendu)

D'après le fichier output d'**ETABS**, on a :

Niveau	S11=σ1 [MPa]	S22=σ2 [MPa]	S12=τ1 (MPa)	sollicitation
3S-SOL , RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	0,92	6,32	1,78	SET
3 ^{ème} -5 ^{ème}	0,57	3,97	1,91	SET
6 ^{ème} -8 ^{ème}	0,58	2,31	1,77	SET
9 ^{ème} -11 ^{ème}	0,48	2,5	0,24	SET
12 ^{ème} -17 ^{ème}	1	5,21	0,3	SET

- Aciers verticaux :

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.73 Les Aciers verticaux (Vy8).

Niveau	Bande (m)	$S_i=a.l$ (m ²)	Position / σ_i (m)	σ_i (MPa)	F_t (KN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v^{cal} (cm ²)	choix	A_v^{adp} (cm ²)
3 ^{SSOL} , RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	1,17	0,23	6,42	5,79	1351,78	27,04	1,78	12,91	39,94	2×10T16	40,21
	1,17	0,23	5,25	4,74	1106,00	22,12	1,78	12,91	35,03	2×9T16	36,94
	1,17	0,23	4,08	3,69	860,22	17,20	1,78	12,91	30,11	2×8T16	32,17
	1,17	0,23	2,92	2,63	614,44	12,29	1,78	12,91	25,20	2×7T16	28,15
	1,17	0,23	1,75	1,58	368,67	7,37	1,78	12,91	20,28	2×6T16	24,13
	1,17	0,23	0,58	0,53	122,89	2,46	1,78	12,91	15,37	2×4T16	16,08
3 ^{ème} à 5 ^{ème}	1,17	0,23	6,42	3,64	849,14	16,98	1,91	13,85	30,83	2×10T16	40,21
	1,17	0,23	5,25	2,98	694,75	13,90	1,91	13,85	27,75	2×9T16	36,94
	1,17	0,23	4,08	2,32	540,36	10,81	1,91	13,85	24,66	2×8T16	32,17
	1,17	0,23	2,92	1,65	385,97	7,72	1,91	13,85	21,57	2×7T16	28,15
	1,17	0,23	1,75	0,99	231,58	4,63	1,91	13,85	18,48	2×6T16	24,13
	1,17	0,23	0,58	0,33	77,19	1,54	1,91	13,85	15,40	2×4T16	16,08
6 ^{ème} à 8 ^{ème}	1,17	0,23	6,42	2,12	494,08	9,88	1,77	12,84	22,72	2×11T14	33,86
	1,17	0,23	5,25	1,73	404,25	8,09	1,77	12,84	20,92	2×10T14	30,78
	1,17	0,23	4,08	1,35	314,42	6,29	1,77	12,84	19,12	2×9T14	27,7
	1,17	0,23	2,92	0,96	224,58	4,49	1,77	12,84	17,33	2×8T14	24,62
	1,17	0,23	1,75	0,58	134,75	2,70	1,77	12,84	15,53	2×7T14	21,55
	1,17	0,23	0,58	0,19	44,92	0,90	1,77	12,84	13,73	2×6T14	18,47
	1,17	0,23	0,58	0,19	44,92	0,90	1,77	12,84	13,73	2×6T14	18,47
9 ^{ème} à 11 ^{ème}	1,17	0,23	5,25	1,88	437,50	8,75	0,24	1,74	10,49	2×11T12	24,88
	1,17	0,23	4,08	1,46	340,28	6,81	0,24	1,74	8,55	2×10T12	22,62
	1,17	0,23	2,92	1,04	243,06	4,86	0,24	1,74	6,60	2×9T12	20,36
	1,17	0,23	1,75	0,63	145,83	2,92	0,24	1,74	4,66	2×8T12	18,1
	1,17	0,23	0,58	0,21	48,61	0,97	0,24	1,74	2,71	2×7T12	15,83
	1,17	0,23	0,58	0,21	48,61	0,97	0,24	1,74	2,71	2×7T12	15,83
12 ^{ème} à 16 ^{ème}	1,17	0,23	6,42	4,78	1114,36	22,29	0,30	2,18	24,46	2×12T12	27,14
	1,17	0,23	5,25	3,91	911,75	18,24	0,30	2,18	20,41	2×10T12	22,62
	1,17	0,23	4,08	3,04	709,14	14,18	0,30	2,18	16,36	2×8T12	18,1
	1,17	0,23	2,92	2,17	506,53	10,13	0,30	2,18	12,31	2×6T12	13,57
	1,17	0,23	1,75	1,30	303,92	6,08	0,30	2,18	8,25	2×4T12	9,05
	1,17	0,23	0,58	0,43	101,31	2,03	0,30	2,18	4,20	2×4T12	9,05

Tableau 6.74 les sections d'armatures adoptées et les espacements (Vy8).

Niveau	Choix des barres		St (cm)	St max	Obs
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	1	2×10T16	15	30	vérifiée
	2	2×9T16	15	30	vérifiée
3 ^{ème} -5 ^{ème}	1	2×10T16	15	30	vérifiée
	2	2×9T16	15	30	vérifiée
6 ^{ème} -8 ^{ème}	1	2×11T14	15	30	vérifiée
	2	2×10T14	15	30	vérifiée
9 ^{ème} -11 ^{ème}	1	2×11T12	15	30	vérifiée
	2	2×10T12	15	30	vérifiée
12 ^{ème} -16 ^{ème}	1	2×12T12	15	30	vérifiée
	2	2×10T12	15	30	vérifiée

- Aciers horizontaux :

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.75 Les Aciers horizontaux (Vy8).

Niveau	A _{H1} (cm ²)	A _{H2} (cm ²)	A _{H3} (cm ²)	Choix	A _H ^{adp} (cm ²)	S _t (cm)
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	4,67	18,02	3,50	2×8T12	18,1	15
3 ^{ème} -5 ^{ème}	5,01	11,32	3,50	2×7T12	15,83	15
6 ^{ème} -8 ^{ème}	4,65	6,59	3,50	2×7T10	9,05	15
9 ^{ème} -11 ^{ème}	0,63	7,13	3,50	2×7T10	9,05	15
12 ^{ème} -16 ^{ème}	0,79	14,86	3,50	2×7T10	9,05	15

Voile Vy9, Vy10 :

On a : $L = 1,8\text{ m}$; $e = 0,2\text{ m}$. $L_t=L=1,8\text{ m}$ (voile entièrement tendu)

D'après le fichier output d'*ETABS*, on a :

Niveau	$S11=\sigma1$ [MPa]	$S22=\sigma2$ [MPa]	$S12=\tau1$ (MPa)	sollicitation
3S-SOL , RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	1,29	6,45	0,51	SET
3 ^{ème} - 5 ^{ème}	0,96	3,84	2,12	SET
6 ^{ème} - 8 ^{ème}	1,21	3,61	2,79	SET
9 ^{ème} - 11 ^{ème}	1,3	2,6	3,07	SET
12 ^{ème} - 17 ^{ème}	1,41	7,08	0,3	SET

- Aciers verticaux :

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.76 Les Aciers verticaux (Vy9 , Vy10).

Niveau	Bande (m)	$S_i=a.l$ (m ²)	Position / σ_i (m)	σ_i (MPa)	F_t (KN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v^{cal} (cm ²)	choix	A_v^{adp} (cm ²)
3SSOL , RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	0,45	0,09	1,58	5,64	507,94	10,16	0,51	1,43	11,59	2×8T10	12,57
	0,45	0,09	1,13	4,03	362,81	7,26	0,51	1,43	8,68	2×6T10	9,42
	0,45	0,09	0,68	2,42	217,69	4,35	0,51	1,43	5,78	2×4T10	6,28
	0,45	0,09	0,23	0,81	72,56	1,45	0,51	1,43	2,88	2×4T10	6,28
3 ^{ème} à 5 ^{ème}	0,45	0,09	1,58	3,36	302,40	6,05	2,12	5,93	11,98	2×8T10	12,57
	0,45	0,09	1,13	2,40	216,00	4,32	2,12	5,93	10,25	2×7T10	11
	0,45	0,09	0,68	1,44	129,60	2,59	2,12	5,93	8,52	2×6T10	9,42
	0,45	0,09	0,23	0,48	43,20	0,86	2,12	5,93	6,79	2×5T10	7,85
6 ^{ème} à 8 ^{ème}	0,45	0,09	1,58	3,16	284,29	5,69	2,79	7,80	13,49	2×9T10	14,14
	0,45	0,09	1,13	2,26	203,06	4,06	2,79	7,80	11,87	2×8T10	12,57
	0,45	0,09	0,68	1,35	121,84	2,44	2,79	7,80	10,24	2×7T10	11
	0,45	0,09	0,23	0,45	40,61	0,81	2,79	7,80	8,62	2×6T10	9,42
9 ^{ème} à 11 ^{ème}	0,45	0,09	1,58	2,28	204,75	4,10	3,07	8,59	12,68	2×8T10	12,57
	0,45	0,09	1,13	1,63	146,25	2,93	3,07	8,59	11,51	2×8T10	12,57
	0,45	0,09	0,68	0,98	87,75	1,76	3,07	8,59	10,34	2×8T10	12,57
	0,45	0,09	0,23	0,33	29,25	0,59	3,07	8,59	9,17	2×6T10	9,42
12 ^{ème} à 17 ^{ème}	0,45	0,09	1,58	6,20	557,55	11,15	0,30	0,84	11,99	2×8T10	12,57
	0,45	0,09	1,13	4,43	398,25	7,97	0,30	0,84	8,80	2×6T10	9,42
	0,45	0,09	0,68	2,66	238,95	4,78	0,30	0,84	5,62	2×4T10	6,28
	0,45	0,09	0,23	0,89	79,65	1,59	0,30	0,84	2,43	2×4T10	6,28

Tableau 6.77 les sections d'armatures adoptées et les espacements ($Vy9$, $Vy10$).

Niveau	Choix des barres		St (cm)	St max	Obs
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	1	2×8T10	15	30	vérifiée
	2	2×6T10	15	30	vérifiée
3 ^{ème} - 5 ^{ème}	1	2×8T10	15	30	vérifiée
	2	2×7T10	15	30	vérifiée
6 ^{ème} - 8 ^{ème}	1	2×9T10	15	30	vérifiée
	2	2×8T10	15	30	vérifiée
9 ^{ème} - 11 ^{ème}	1	2×8T10	15	30	vérifiée
	2	2×8T10	15	30	vérifiée
12 ^{ème} - 17 ^{ème}	1	2×8T10	15	30	vérifiée
	2	2×6T10	15	30	vérifiée

- Aciers horizontaux :

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.78 Les Aciers horizontaux ($Vy9$, $Vy10$).

Niveau	A_{H1} (cm ²)	A_{H2} (cm ²)	A_{H3} (cm ²)	Choix	A_H^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
3S-SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	1,34	6,77	1,35	2×7T10	11,00	15
3 ^{ème} - 5 ^{ème}	5,57	4,03	1,35	2×7T10	11,00	15
6 ^{ème} - 8 ^{ème}	7,32	3,79	1,35	2×7T10	11,00	15
9 ^{ème} - 11 ^{ème}	8,06	2,73	1,35	2×7T10	11,00	15
12 ^{ème} - 17 ^{ème}	0,79	7,43	1,35	2×7T10	11,00	15

Exemple de calcul :

Pour le voile du 1^{er} étage on a les données suivantes :

$$-L = 4,2\text{m} ; a = 0,2\text{ m.} ; \quad h_e = 3,2 - 0,5 = 2,7\text{m}$$

-D'après le fichier output ETABS **V9.7.4** on a les contraintes suivantes :

- $\sigma_1 = S11 = 0,71\text{MPa}$.
- $\sigma_2 = S22 = 3,55\text{MPa}$.
- $\tau_1 = S12 = 0,6\text{MPa}$

-Calcul du ferrailage :

- Aciers verticaux :

On pourra décomposer la zone tendue en bande dont la longueur l^i est telle que : $l^i \leq \frac{h_e}{2}$

Soit : $l^i = \frac{h_e}{2} = 1,35\text{m}$, donc notre voile est décomposé à quatre bandes de 1,05m.

- $S_i = a \cdot l_i$ avec : - a : l'épaisseur du voile.
- l_i : la longueur de la bande.

$$\text{Donc : } S_i = 0,2 \times 1,05 = 0,21 \text{ m}^2.$$

- Détermination de différentes positions :

- 1^{er} position : $l_1 = L - (l/2) = 4,2 - (1,05/2) = 3,68\text{m}$.
- 2^{ème} position : $l_2 = l_1 - l = 3,68 - 1,05 = 2,63\text{m}$.
- 3^{ème} position : $l_3 = l_2 - l = 2,63 - 1,05 = 1,58\text{m}$.
- 4^{ème} position : $l_4 = l_3 - l = 1,58 - 1,05 = 0,53\text{m}$.

- Contrainte moyenne par bande σ_j .

$$\text{On a : } \sigma_i = l_i \frac{\sigma_2}{L_t} \quad \text{avec : - } \sigma_j \text{ : la contrainte moyenne.}$$

- l_i : la position.

- σ_2 : la contrainte tirée du **ETABS** (soit S22).

- L_t : la longueur tendue, dans notre cas $L_t = L$
(voile entièrement tendu).

Donc :

$$- \sigma_1 = 3,68 \times \frac{3,55}{4,2} = 3,11\text{MPa}.$$

$$\begin{aligned}
 - \sigma_2 &= 2,625 \times \frac{3,55}{4,2} = 2,22 \text{ MPa} . \\
 - \sigma_3 &= 1,575 \times \frac{3,55}{4,2} = 1,33 \text{ MPa} . \\
 - \sigma_4 &= 0,525 \times \frac{3,55}{4,2} = 0,44 \text{ MPa} .
 \end{aligned}$$

➤ Force de traction F_t :

On a : $F_t = \sigma_i S_i$ avec : - S_i : la section du voile.

- σ_i : la contrainte moyenne.

Donc : - $F_{t1} = 3,11 \times 0,21 \times 10^3 = 652,31 \text{ KN}$.

- $F_{t2} = 2,22 \times 0,21 \times 10^3 = 465,94 \text{ KN}$.

- $F_{t3} = 1,33 \times 0,21 \times 10^3 = 279,56 \text{ KN}$.

- $F_{t4} = 0,44 \times 0,21 \times 10^3 = 93,19 \text{ KN}$.

➤ Section d'acier :

On a : $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ avec : - F_t : la force de traction

- σ_s : contrainte d'acier : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa}$.

Donc :

$$- A_{s1} = \frac{652,31}{500} = 13,05 \text{ cm}^2 .$$

$$- A_{s2} = \frac{465,94}{500} = 9,32 \text{ cm}^2 .$$

$$- A_{s3} = \frac{279,56}{500} = 5,59 \text{ cm}^2 .$$

$$- A_{s4} = \frac{93,19}{500} = 1,86 \text{ cm}^2 .$$

➤ Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) [RPA,03] :

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

Donc :

$$A_{vj} = 1,11 \frac{0,6 (200)(1050)}{500} 1,4 = 391,61 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 3,92 \text{ cm}^2$$

La section précédente doit s'ajouter aux aciers verticaux calculés plus hauts, puis un choix final sera effectué.

-Aciers horizontaux :

- Calcul de A_{H1} :

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

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

$$A_{h1} = \frac{1,4 (0,6) (200) (300)}{(0,8) (500) (0,8)} = 1,58 \text{ cm}^2$$

- Calcul de A_{H2} :

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

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (13,05) = 8,70 \text{ cm}^2$$

- Calcul de A_{H3} :

$$A_{h3} = (0,15\%) \cdot a \cdot l = 0,15\% \times 0,2 \times 1,05 = 3,15 \text{ cm}^2 \quad [\text{DAV}, 95]$$

$$\text{D'où : } A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_{h3}) = 8,70 \text{ cm}^2 \Rightarrow (2 \times 6T10) \Rightarrow 9,42 \text{ cm}^2$$

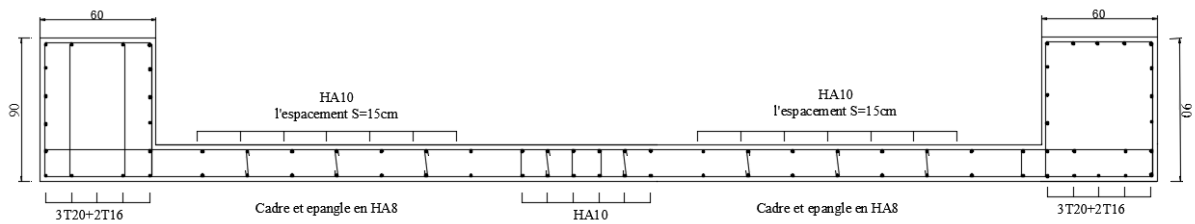


Figure 6.5 Ferrailage des voiles V_{x1} .

6.4.6 Ferrailage des linteaux

Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi encastés dans les trumeaux. Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment M et un

La méthode de ferrailage décrite ci-dessus est proposée dans **le RPA99 version 2003**

- les contraintes de cisaillement (dans les linteaux (et effort tranchant V . Les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple.les trumeaux)) dans le béton sont limités par **le RPA99 version 2003** à :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{Avec} \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$$

Ou bien : $\tau_b = 1,4 \tau_u^{cal}$ ($\tau_u^{cal} = S_{12}$ du fichier résultats du **ETABS**)

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile = 0,9h.

h : Hauteur totale de la section brute.

➤ **Premier Cas :** $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$

- Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V)
- On devra disposer :
 - Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
 - Des aciers transversaux (A_t)
 - Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau (A_c)

a. Aciers Longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad \text{Avec; } Z = h - 2d'$$

Où:

h : Est la hauteur totale du linteau.

d' : Est la distance d'enrobage.

M : Moment dû à l'effort tranchant ($\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$).

b. Aciers Transversaux :

Deux cas se présentent :

α . Premier sous cas : Linteaux Longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

On a :
$$S \leq \frac{A_t f_e Z}{\bar{V}}$$

Où : S : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Représente la section d'une cour d'armatures transversales.

$$Z = h - 2 d'$$

V : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ($\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

l : Représente la portée du linteau.

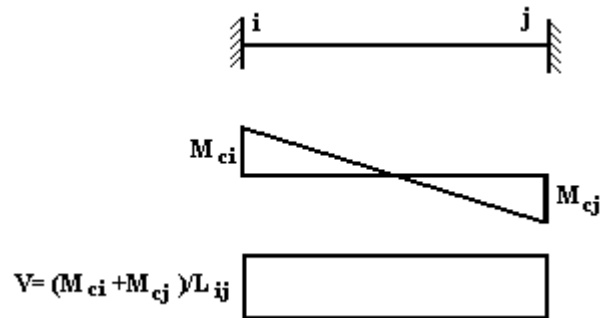
β - Deuxième Sous Cas : Linteaux Courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir :
$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

Avec : $V = \text{Min}(V_1, V_2)$

$$V_2 = 2 V_u^{cal}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$



Avec : M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à droite et à gauche du linteau de portée l_{ij} (voir figure suivante) et calculés par : $M_c = A_t f_e Z$

Où : $Z = h - 2 d'$

➤ **Deuxième Cas** $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillements longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires. Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de A_D se fait suivant la formule :
$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

Avec : $\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l}$ (voir fig.VI.11)

Et : $V = V_u^{cal}$ (sans majoration) ($\tau_u = \frac{V_u^{cal}}{e h} = S_{12}$)

1- Ferrailage Minimal

b : Epaisseur du linteau

h : Hauteur totale du linteau

S : Espacement des armatures transversales

a. Armatures Longitudinales A_l et A'_l :

$$(A_l, A'_l) \geq 0,0015 b h \quad (0,15\%)$$

Avec ;

A_l lit inférieur et A'_l lit supérieur)

b. Armatures Transversales A_t :

- si $\tau_b \leq 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015 b S$

- si $\tau_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0025 b S$

$$S_t \leq \frac{h}{4} \quad (\text{Espacement des cadres})$$

2- Armatures de Peau (ou en section courante) A_c :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égale à 0,2% .

C'est à dire : $A_c \geq 0,002bh$ (en deux nappes)

Armatures Diagonales A_D :

- si $\tau_b \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$

- si $\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0,0015 b h$

Linéau L1 :

- a) **Porte :(RDC)** On a : h = 1,2m ; l=1,6m ; e = 0,2 m.
- b) **Fenêtre :(1^{er} étage)** On a : h = 1,06m ; l=2,4m ; e = 0,2 m.
- c) **Porte Fenêtre :(2^{ème} -16^{ème} étage)** On a : h = 1,06m ; l=2,4 ; e = 0,2 m.

Tableau 6.79 les sections d'armatures adoptées de L1.

linéau	Niveau	τ_u (MPa)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{adp} (cm ²)	La(longueur d'ancrage) ;(cm)
L1	RDC	3,91	$A_l=A_l'=3,6$ $A_c=4,8$ $A_t=1,5$ $A_D=22,28$	$A_l=A_l'=3T14$ $A_c=2 \times 4T14$ $A_t=4T8$ $A_D=2 \times 8T14$	110
	1 ^{er}	2,13	$A_l=A_l'=3,18$ $A_c=4,24$ $A_t=1,33$ $A_D=16$	$A_l=A_l'=3T12$ $A_c=2 \times 4T12$ $A_t=3T8$ $A_D=2 \times 6T14$	100
	2 ^{ème}	3,1	$A_l=A_l'=3,18$ $A_c=4,24$ $A_t=1,33$ $A_D=23,29$	$A_l=A_l'=3T12$ $A_c=2 \times 4T12$ $A_t=3T8$ $A_D=2 \times 8T14$	100
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	2,96	$A_l=A_l'=3,18$ $A_c=4,24$ $A_t=1,33$ $A_D=22,24$	$A_l=A_l'=3T12$ $A_c=2 \times 4T12$ $A_t=3T8$ $A_D=2 \times 8T14$	100
	6 ^{ème} -8 ^{ème}	2,66	$A_l=A_l'=3,18$ $A_c=4,24$ $A_t=1,33$ $A_D=19,99$	$A_l=A_l'=3T12$ $A_c=2 \times 4T12$ $A_t=3T8$ $A_D=2 \times 7T14$	100
	9 ^{ème} -11 ^{ème}	2,29	$A_l=A_l'=3,18$ $A_c=4,24$ $A_t=1,33$ $A_D=17,21$	$A_l=A_l'=3T12$ $A_c=2 \times 4T12$ $A_t=3T8$ $A_D=2 \times 6T14$	100
	12 ^{ème} -16 ^{ème}	1,82	$A_l=A_l'=3,18$ $A_c=4,24$ $A_t=1,33$ $A_D=13,68$	$A_l=A_l'=3T12$ $A_c=2 \times 4T12$ $A_t=3T8$ $A_D=2 \times 5T14$	100

Linéau L2:

- a) **Porte :(RDC)** On a : h = 1,2m ; l=1,2m ; e = 0,2 m.
- b) **Fenêtre :(1^{er} étage)** On a : h = 1,06m ; l=1,6m ; e = 0,2 m.
- c) **Porte Fenêtre :(2^{ème} -16^{ème} étage)** On a : h = 1,06m ; l=2,4; e = 0,2 m.

Tableau 6.80 les sections d'armatures adoptées L2.

linéau	Niveau	τ_u (MPa)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{adp} (cm ²)	La(longueur d'ancrage) ;(cm)
L2	RDC	3,31	$A_l=A_l'=3,6$ $A_c=4,8$ $A_t=1,5$ $A_D=15,97$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 6T14$	110
	1 ^{er}	3,63	$A_l=A_l'=3,18$ $A_c=4,24$ $A_t=1,33$ $A_D=19,99$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 7T14$	100
	2 ^{ème}	2,84	$A_l=A_l'=3,18$ $A_c=4,24$ $A_t=1,33$ $A_D=21,34$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 8T14$	100
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	3,01	$A_l=A_l'=3,18$ $A_c=4,24$ $A_t=1,33$ $A_D=22,62$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 8T14$	100
	6 ^{ème} -8 ^{ème}	2,87	$A_l=A_l'=3,18$ $A_c=4,24$ $A_t=1,33$ $A_D=21,56$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 8T14$	100
	9 ^{ème} -11 ^{ème}	2,96	$A_l=A_l'=3,18$ $A_c=4,24$ $A_t=1,33$ $A_D=22,24$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 8T14$	100
	12 ^{ème} -16 ^{ème}	2,91	$A_l=A_l'=3,18$ $A_c=4,24$ $A_t=1,33$ $A_D=21,87$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 8T14$	100

Linéau L3:

- a) **Porte :(RDC)** On a : h = 2m ; l=1,6m ; e = 0,2 m.
b) **Fenêtre :(1^{er} étage)** On a : h = 0,08m ; l=2,4m ; e = 0,2 m.
c) **Porte Fenêtre :(2^{ème} -16^{ème} étage)** On a : h = 1,06m ; l=2,4; e = 0,2 m.

Tableau 6.81 les sections d'armatures adoptées de L3.

linéau	Niveau	τ_u (MPa)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{adp} (cm ²)	La(longueur d'ancrage) ;(cm)
L3	RDC	5,02	$A_l=A_l'=6$ $A_c=8$ $A_t=0,1$ $A_D=36,23$	$A_l=A_l'=3T14$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 9T14$	120
	1 ^{er}	5,02	$A_l=A_l'=3,18$ $A_c=4,24$ $A_t=1,33$ $A_D=56,22$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 5T14$	100
	2 ^{ème}	5,56	$A_l=A_l'=3,18$ $A_c=4,24$ $A_t=1,33$ $A_D=41,78$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 5T14$	100
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	5,05	$A_l=A_l'=3,18$ $A_c=4,24$ $A_t=1,33$ $A_D=37,95$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 5T14$	100
	6 ^{ème} -8 ^{ème}	5,03	$A_l=A_l'=3,18$ $A_c=4,24$ $A_t=1,33$ $A_D=37,8$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 5T14$	100
	9 ^{ème} -11 ^{ème}	3,88	$A_l=A_l'=3,18$ $A_c=4,24$ $A_t=1,33$ $A_D=29,15$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 10T14$	100
	12 ^{ème} -16 ^{ème}	3,05	$A_l=A_l'=3,18$ $A_c=4,24$ $A_t=1,33$ $A_D=22,92$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 8T14$	100

Linéau L4 :

- a) **Porte :(RDC)** On a : h = 2,2m ; l=1,6m ; e = 0,2 m.
 b) **Fenêtre :(1^{er} étage)** On a : h = 1,06m ; l=4,12m ; e = 0,2 m.
 c) **Porte Fenêtre :(2^{ème} -16^{ème} étage)** On a : h = 1,06m ; l=2,4; e = 0,2 m.

Tableau 6.82 les sections d'armatures adoptées de L4.

linéau	Niveau	τ_u (MPa)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{adp} (cm ²)	La(longueur d'ancrage) ;(cm)
L4	RDC	4,54	$A_l=A_l'=6,6$ $A_c=8,8$ $A_t=2,75$ $A_D=34,78$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 9T16$	110
	1 ^{er}	5,52	$A_l=A_l'=3,18$ $A_c=4,24$ $A_t=1,33$ $A_D=42,67$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 11T16$	110
	2 ^{ème}	4,85	$A_l=A_l'=3,18$ $A_c=4,24$ $A_t=1,33$ $A_D=5,69$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 3T14$	100
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	4	$A_l=A_l'=3,18$ $A_c=4,24$ $A_t=1,33$ $A_D=30,06$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 11T14$	100
	6 ^{ème} -8 ^{ème}	3,16	$A_l=A_l'=3,18$ $A_c=4,24$ $A_t=1,33$ $A_D=23,74$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 8T14$	100
	9 ^{ème} -11 ^{ème}	2,3	$A_l=A_l'=3,18$ $A_c=4,24$ $A_t=1,33$ $A_D=17,28$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 6T14$	100
	12 ^{ème} -16 ^{ème}	2,7	$A_l=A_l'=3,18$ $A_c=4,24$ $A_t=1,33$ $A_D=20,29$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 8T14$	100

Trumeaux T1 :

- a) **RDC:** On a : h = 1,4m ; l=2m ; e = 0,2 m.
 b) **2^{ème} -15^{ème} étage:** On a : h = 1,1m ; l=2m ; e = 0,2 m.
 c) **16^{ème} étage:** On a : h = 1,5m ; l=2m ; e = 0,2 m.

Tableau 6.83 les sections d'armatures adoptées de T1.

Trumeau	Niveau	τ_u (MPa)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{adp} (cm ²)	La(longueur d'ancrage) ;(cm)
T1	RDC	3,13	$A_l=A_l'=4,2$ $A_c=5,6$ $A_t=1,75$ $A_D=21,83$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 8T14$	110
	2 ^{ème}	5,61	$A_l=A_l'=3,3$ $A_c=4,4$ $A_t=1,38$ $A_D=36,9$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 9T16$	110
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	4,62	$A_l=A_l'=3,3$ $A_c=4,4$ $A_t=1,38$ $A_D=30,39$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 8T16$	110
	6 ^{ème} -8 ^{ème}	4,2	$A_l=A_l'=3,3$ $A_c=4,4$ $A_t=1,38$ $A_D=27,62$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 9T14$	110
	9 ^{ème} -11 ^{ème}	3,41	$A_l=A_l'=3,3$ $A_c=4,4$ $A_t=1,38$ $A_D=22,43$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 8T14$	100
	12 ^{ème} -15 ^{ème}	2,44	$A_l=A_l'=3,3$ $A_c=4,4$ $A_t=1,38$ $A_D=16,05$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 6T14$	100
	16 ^{ème}	0,89	$A_l=A_l'=4,5$ $A_c=6$ $A_t=1,88$ $A_D=6,34$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 3T12$	100

Exemple de calcul**Linteau Porte :**

Soit le linteau suivant :

$$h = 1,2\text{m} ; l = 1,6\text{ m} ; b = 0,20\text{m}.$$

$$S_{12} = \tau_u^{cal} = 3,91\text{MPa} \text{ (Tirer du fichier output de ETABS)}$$

Les calculs :

- $\tau_b = 5,47\text{MPa}$
- $\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 7\text{MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_b > \tau_b$
- $0,06 f_{c28} = \tau'_b = 2,1\text{MPa}$

$$\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow \text{On est dans le cas N}^\circ 2$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

- $A_1 = A'_1 \geq 0,0015(20)(120) = 3,6\text{ cm}^2$

Soit : $A_1 = A'_1 = 3\text{T}14 = 4,62\text{ cm}^2$

- $A_c \geq (0,002)(20)(120) = 4,8\text{ cm}^2$

Soit : $A_c = 2 \times 4\text{T}14 = 2 \times 6,16\text{ cm}^2$ (répartie en deux nappes) (soit 4 barres /nappe)

- $0,025 f_{c28} = 0,875\text{MPa} \Rightarrow \tau_b > 0,025 f_{c28}$

Donc: $A_t \geq 0,0025 b S = (0,0025) \cdot (20) \cdot (30) = 1,5\text{cm}^2$

Soit : $A_t = 4\text{T}8 = 2,01\text{cm}^2$

$$S_t \leq \frac{120}{4} = 30\text{cm}$$

- $A_D = \frac{(\tau_u b h)}{2 f_c \sin \alpha}$

Avec: $\text{tg } \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{120 - 2(2)}{160} = 0,73 \Rightarrow \alpha = 36,13^\circ$

$$A_D = \frac{(5,47) (20) (120)}{(2) (500) \sin (36,13)} = 22,28\text{cm}^2$$

Soit : $A_D = 2 \times 8\text{T}14 = 24,12\text{ cm}^2$

- $A_D \geq 0,0015 b h = 3,6\text{ cm}^2$ vérifié.

- Longueur d'ancrage : $L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{120}{4} + 50 \times 1,40 = 100 \Rightarrow L_a = 110 \text{ cm}$

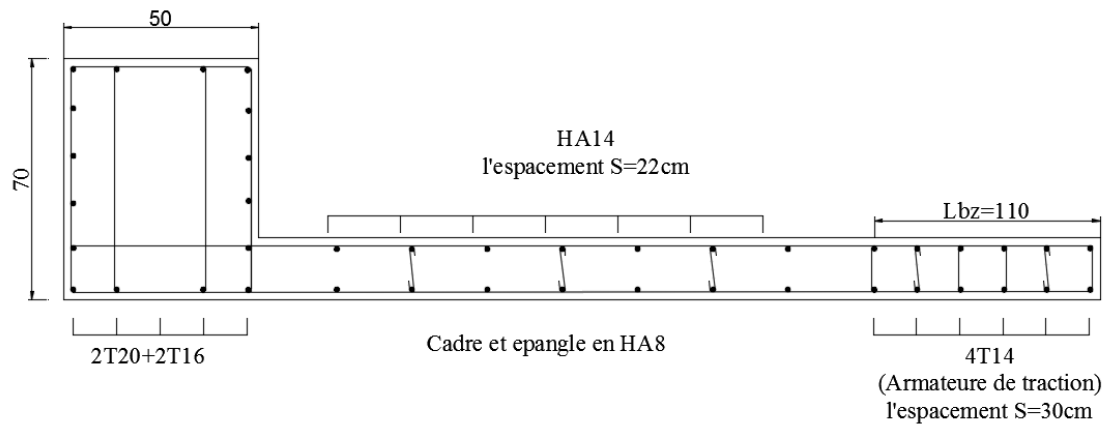


Figure 6.6 Ferrailage des voiles (Linteau).

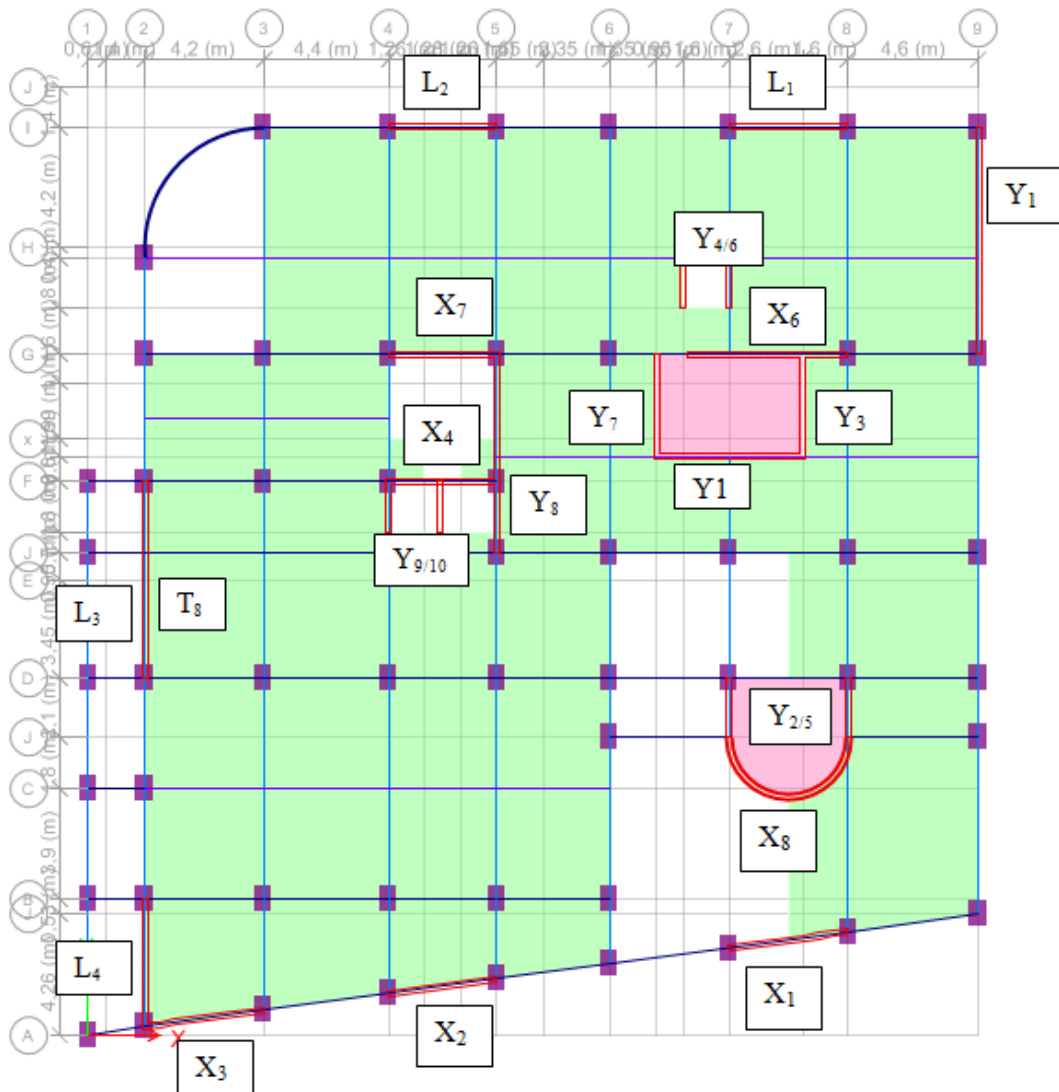


Figure 6.7 Disposition des voiles.

***7 ETUDE DU SOL ET
CALCUL DES
FONDATIONS***

7.1 ETUDE DU SOL

7.1.1 Introduction:

Pour choisir le type et les dimensions adéquats des fondations, il est nécessaire de connaître l'état et les caractéristiques (physiques et mécaniques) des différentes couches constituant le sol sur lequel sera implanté notre ouvrage.

7.1.2 Caractéristique du Site:

7.1.2.1 Situation du site :

Le site en question appartenant à la commune de Chéraga, à environ (08) Kilomètres à vol d'oiseau à l'ouest d'Alger centre. Ce site est limité à l'Est et à l'Ouest par des voies mécaniques, du côté Nord par des bâtiments et au Sud par des habitations, Le site possède un relief en pente de l'est vers l'ouest, avec une altitude moyenne de cent vingt cinq (125) mètres. (latitude: 36° 30'10.90N ; longitude: 02°25'00.90E).

7.1.2.2 Climat de la Région :

La région de Chéraga, considérée comme une région côtière, située au Nord de l'Algérie et donc exposée relativement à l'influence de l'air marin. Son climat est de type méditerranéen, caractérisé par un hiver humide et frais, à précipitations abondantes et des étés relativement chauds et secs.

7.1.2.3 Sismicité :

La région de Chéraga est classée selon le RPA99 version 2003 comme étant une zone de sismicité élevée (zone III) [RPA,03]. De même pour la zone d'implantation de notre bâtiment.

7.1.3 Campagne d'Investigation:

Dans le cadre de l'étude et pour tester le sol, plusieurs travaux ont été effectués :

- Une campagne d'investigation in situ qui a porté sur l'exécution d'un sondage carotté **SP** et vingt six essais de pénétration dynamique lourd en vue de situer la couche consolidée.
- Une campagne d'essais et d'analyse au laboratoire sur la base des échantillons récupérés des sondages carottés pour déterminer les propriétés (physiques et mécaniques) du sol.

7.1.3.1 Essais in situ:

a) Sondages Carottés :

Les sondages carottés permettent d'extraire des échantillons du sol en profondeur. Ces échantillons, remaniés ou intacts, permettent d'une part de reconnaître de visu la nature géologique des terrains, donc de compléter les informations géologique locales recueillies

dans l'étude préliminaire, autres part de mener la campagne d'essais de laboratoire pour aboutir aux caractéristique d'identification et mécanique du sol. Celles-ci sont utilisées, entre autres, pour étudier la résistance au cisaillement du sol ainsi que sa prédisposition.

Les coupes de ces sondages montrent la lithologie suivante :

Tableau 7.1 Coupe lithologique des sondages carotté SC1.

Sondage	Profondeur (m)	Lithologie
SC1	0,00 – 1,00	Terre végétale
	1,00 – 1,80	Argile beige à marron
	1,80 – 3,50	Argile limoneuse
	3,50 – 5,20	Argile jaunâtre
	5,20 – 15,00	Marne de couleur variable entre beige et grise

b) Essais au Pénétrömètre Dynamique Lourd :

Principe de l'essai :

L'essai de pénétrömètre dynamique lourd consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un train de tubes lisses, muni à son extrémité d'une pointe, à l'aide d'un mouton tombant d'une hauteur donnée.

On compte le nombre de coups N correspondant à chaque enfoncement de 20 cm du tube dans le sol. Dans le cas général, plus s'enfonce en profondeur, plus ce nombre de coups ne devient plus élevé.

On dit que le refus est atteint lorsque le nombre de coups N, pour une pénétration inférieure ou égale à 20 cm, devient très élevé.

Les résultats des essais sont représentés par des diagrammes donnant, en fonction de la profondeur atteinte par l'extrémité inférieure, la résistance en pointe au battage R_p déduite de la formule des Hollandais.

Celle-ci est donnée par :

$$R_p = \frac{M^2 \cdot H \cdot g}{e \cdot (M + M') \cdot A}$$

Avec :

A: section droite de la pointe ;

e : pénétration moyenne par coup ;

g : accélération de la pesanteur ;

H : hauteur de chute ;

M : masse du mouton ;

M' : somme des masses du train de tiges, de l'enclume et de la tige guide.

Les valeurs de ces caractéristiques sont variables suivant les types d'appareils, aussi tout diagramme de pénétration dynamique devra mentionner ces caractéristiques, pour estimer la valeur de la résistance en pointe R_p ils sont appliqués une approche qui permet de donner R_{pe} qui prenant la moyenne décrétee des valeurs des pics de R_p sur une épaisseur de $3B/2$ sous le niveau de fondation, à partir de la profondeur D de celle-ci.

Les résultats de ces essais sont illustrés par les pénétrogrammes donnant la variation de la résistance dynamique en pointe R_p en bars, en fonction de la profondeur en mètre (voir annexe II).

7.1.3.2 Essais de laboratoire:

Outre l'investigation expérimentale in-situ, une campagne d'essais de laboratoire a été réalisée sur les échantillons de sol remaniés ou intact, extraits lors des deux sondages carottés réalisés.

Les essais de laboratoire peuvent être subdivisés en trois (3) grandes catégories :

-Les essais d'identification : Ce sont essentiellement la densité, la teneur en eau, les limites d'Aterberg, la granulométrie (par tamisage ou par sédimentométrie) et l'analyse chimique.

-Les essais de résistance : Ce sont des essais qui permettent d'étudier la résistance du sol, en particulier au cisaillement, d'en déduire sa capacité portante, et de conclure sur la stabilité des fondations superficielles ou profondes, des ouvrages de soutènement, etc. Parmi les essais réalisés pour notre projet, il y a l'essai de cisaillement direct.

-Les essais de compressibilité : Ce sont des essais qui permettent d'évaluer les tassements d'un sol sous le poids d'une charge donnée (fondation, remblai, etc.). Le plus connu de ces essais est l'œdomètre qui donne certaines caractéristiques de compressibilité nécessaires pour évaluer ces tassements.

a) Choix du type d'essai de laboratoire :

Deux (02) sondages carottés ont été réalisés, à partir desquels des carottes d'échantillons de sol sont extraites. Ces échantillons de sol soit remaniés, destinés à certains types d'essais (densité, granulométrie, etc.), soit conservés intacts en les enveloppant dans de la paraffine, destinés pour d'autres essais (compressibilité ou cisaillement etc.)

Pour que nos essais de laboratoire soient plus représentatifs, nous avons réalisé pour chaque sondage un ensemble d'essais d'identification (physique et mécanique) à des profondeurs différentes. Pour chaque sondage.

Dans le tableau ci-après sont donnés l'ensemble des essais de laboratoire réalisés pour chaque sondage, en indiquant la profondeur ou l'échantillon a été prélevé ainsi que sa nature remanié ou intact.

Tableau 7.2 Liste des essais de laboratoire réalisés.

N° sondage	Profondeur Echantillon (m)	Nature échantillon	Type d'essais
SC1	3,10 à 12,50	Intact	-Teneur en eau ; -Densité ; -Granulométrie (tamisage + sédimento.) ; -Essai de cisaillement CU.

b) Résultats des essais de laboratoire :

1-Densité :

le poids volumique d'un sol est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol, au volume de cette même quantité.

On la note $\gamma = \frac{P}{V}$ et on l'exprime généralement en KN/m^3 .

2-Teneur en eau naturelle :

C'est le rapport du poids d'eau, qu'un échantillon de sol contient, au poids des éléments secs de ce même échantillon. Ces deux quantités sont obtenues en pesant l'échantillon dans son état naturel humide puis dans son état sec après dessiccation à l'étuve à 105°C .

La teneur en eau est notée $\omega = \frac{P_w}{P_s} \times 100$ et est exprimée en pourcentage (%).

Les résultats de la teneur en eau et du poids volumique sont récapituler dans le tableau suivant :

Tableau 7.3 Teneur en eau et poids volumique.

Sondage	Profondeur (m)	Teneur en eau w(%)	Poids volumique sec γ_d (KN/m^3)
SC1	3,10 - 3,50	16,48	18,49
	6,00 - 6,45	27,80	15,28
	9,50 - 10,00	29,32	14,86
	12,00 - 12,50	33,25	14,14

3-Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique permet de mesurer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Selon la taille des grains, cette analyse comprend deux opérations : Le tamisage et La sédimentométrie.

Le tableau suivant représente la classification de notre site :

Tableau 7.4 Classification des sols du site étudié.

Sondage	Prof. (m)	% 80 μ	% 2mm	Cu	Cc	WL	I _p	Classe
SC1	3,10 - 3,50	43,5	89	-	-	38,5	18,6	SA : sable argileux
	6,00 - 6,45	99,1	100	-	-	61,0	35,0	At: argile très plastique
	9,50 - 10,00	98,7	100	-	-	60,9	35,0	At: argile très plastique
	12,00 - 12,50	99,5	100	-	-	62,5	36,1	At: argile très plastique

4-Essais de compressibilité :

Un des essais les plus importants réalisés en mécanique des sols est l'essai de compressibilité à l'œdomètre. Il permet d'étudier la compressibilité du sol et d'en déduire certaines caractéristiques pour évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages construits sur ce sol.

Les résultats des essais sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 7.5 La compressibilité des sols du site étudié.

Sondage	Prof. (m)	Cs %	Cc %	Cg %	σ_c (KPa)	Etat de compressibilité
SC1	6,00 - 6,45	0	13,95	4,20	176	Sol moyennement compressible
	9,50 - 10,00	0	10,72	3,40	122	Sol moyennement compressible
	12,00-12,50	0	17,87	5,28	195	Sol moyennement compressible

5-Essais de résistance :

Lorsque le sol subit des charges de la part d'un ouvrage, il risque de se rompre par cisaillement et d'engendrer de graves catastrophes. Pour éviter ceci, il est nécessaire d'étudier la résistance du sol au cisaillement et d'en déduire ses caractéristiques mécaniques permettant de calculer en particulier sa capacité portante.

Un des essais utilisés pour calculer ces caractéristiques est l'essai de cisaillement direct. Pour étudier la résistance au cisaillement du sol à différents endroits de notre site, nous avons réalisé des essais de cisaillement direct de type consolidé non drainé UU.

Les résultats des essais sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 7.6 Résistance au cisaillement des sols du site étudié.

<i>Sondage</i>	<i>Prof. (m)</i>	<i>Type d'essai</i>	<i>Cohésion C_{uu} (KPa)</i>	<i>Angle de frottement Φ_{uu} ($^{\circ}$)</i>
<i>SCI</i>	<i>3,10 - 3,50</i>	<i>CD</i>	<i>25</i>	<i>17,68</i>
	<i>6,00 - 6,45</i>	<i>UU</i>	<i>54</i>	<i>23,63</i>
	<i>9,50 - 10,00</i>	<i>UU</i>	<i>19</i>	<i>14,39</i>
	<i>12,00 - 12,50</i>	<i>UU</i>	<i>17</i>	<i>9,45</i>

c) Capacité portante :

La capacité portante admissible du sol peut être déterminée de deux manières :

- 1- Soit à partir des essais mécaniques réalisés au laboratoire.
- 2- Soit à partir des essais in situ.

1- A partir des essais in situ (pénétromètre dynamiques lourd) :

Il est important de noter que les méthodes de calcul de la capacité portante basées sur l'essai de pénétration dynamique sont essentiellement empiriques ; ceci provient du fait qu'au stade actuel des recherches, il n'existe pas d'interprétation théorique du comportement dynamique du sol avoisinant la pointe du pénétromètre. Ceci n'enlève en rien au pénétromètre dynamique sa valeur pratique ; il est d'ailleurs utilisé largement en mécanique des sols.

La portance du sol q_{adm1} est calculée par la formule empirique :

$$q_{adm} = \frac{R_p}{F}$$

Avec :

R_p : La résistance dynamique en pointe.

F : Coefficient de sécurité.

$$\text{On a : } \begin{cases} R_p = 34 \text{ bars} & \text{à partir de la profondeur } z = 6 \text{ m} \\ F = 20 \end{cases}$$

$$q_{adm1} = \frac{34}{20} = 1,7 \text{ bars}$$

2- A partir des essais in situ :

Le calcul de la capacité portante du sol à partir des caractéristiques mécaniques C et ϕ du sol est basé, contrairement au calcul par les essais au P.D.L., sur une approche théorique. Néanmoins, ce calcul propose plusieurs formules dépendants de plusieurs paramètres, entre autres de la forme de la fondation (rectangulaire ou circulaire), de son ancrage et du type de comportement à court ou à long terme du sol.

Pour notre cas, nous avons calculé la capacité portante du sol en considérant :

- Un comportement à court terme (c'est le cas le plus défavorable généralement)
- Une fondation continue ancrée à deux (02) mètres de profondeur.

Dans ces conditions, q_{adm1} est donnée par la formule suivante : $q_{adm} = \gamma_{sat} \cdot D + \frac{5,14 \times Cu}{3}$

D : l'ancrage de la fondation ; Cu est la cohésion non consolidée non drainée ; l'angle de frottement non consolidé non drainé φ_{uu} pour un sol saturé est pris égal à zéro.

Dans notre cas D=6,0 m, la formule se réduit à : $q_{adm} = 2 \cdot \gamma_{sat} + 1,713Cu$

Les essais de cisaillement direct que nous avons réalisés donnent les caractéristiques non consolidées non drainées C_{uu} et φ_{uu}

Les résultats du calcul de q_{adm1} pour les deux sondages sont récapitulés sur le tableau suivant :

Tableau 7.7 Portance des sols calculée à partir des essais de laboratoire.

<i>Sondage</i>	<i>Prof. (m)</i>	<i>C_{uu} (KPa)</i>	<i>γ_{sat}</i>	<i>q_{adm} (bars)</i>
<i>SC1</i>	<i>6,00 - 6,45</i>	<i>54</i>	<i>19,62</i>	<i>2,14</i>
	<i>9,50 - 10,00</i>	<i>19</i>	<i>19,36</i>	<i>1,49</i>
	<i>12,00-12,50</i>	<i>17</i>	<i>18,90</i>	<i>1,43</i>

7.2 Conclusion :

Nous constatons sur ce tableau que la valeur de la portance du sol, calculée à partir des essais de laboratoire, à 3,5 m de profondeur, est supérieure par rapport à celle déduite des essais in-situ au P.D.L.

Tenant compte de ces nouveaux résultats de la portance du sol, calculés à partir des essais de laboratoires, nous pouvons adopter, pour la capacité portante du sol, la valeur définitive suivante :

$$\mathbf{q_{adm} = 1,5 \text{ bars.}}$$

7.3 ETUDE DES FONDATIONS

7.3.1 Introduction:

Les fondations d'une structure sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

7.3.1.1 Fonctions assurées par les fondations:

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

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.

7.3.1.2 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 du sol support.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- Le type de la structure.

Et on peut classer les fondations dans deux types :

- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur, on réalise des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

7.3.2 Calcul des fondations:

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (*C.D.G*) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

7.3.2.1 Semelles isolées:

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le

rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ d'où } S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$$

Avec : $A = \sqrt{S}$; $\sigma_{sol}=1,50bars$

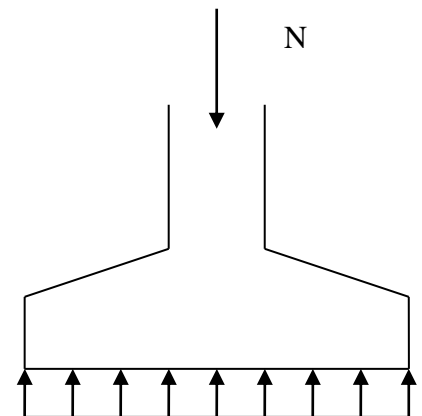


Figure 7.1 semelle isolé sous poteau.

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau 7.8 Sections des semelles isolées.

Poteaux	N(kN)	S(m²)	B(m)	B^{choisie} (m)	A	A^{choisie} (m)
3473	2530,6	16,87	3,35	3,40	5,03	5,10
3474	2645,4	17,64	3,43	3,50	5,14	5,20
3475	2483,5	16,56	3,32	3,40	4,98	5,00
3476	2406,7	16,04	3,27	3,30	4,91	5,00
3477	2640,9	17,61	3,43	3,50	5,14	5,20
3478	2769,9	18,47	3,51	3,60	5,26	5,30
3479	2455,6	16,37	3,30	3,40	4,96	5,00
3481	1242,9	8,29	2,35	2,40	3,53	3,60
3482	1425,6	9,50	2,52	2,60	3,78	3,80
3483	1208,1	8,05	2,32	2,40	3,48	3,50
3484	1258,1	8,39	2,36	2,40	3,55	3,60
3485	1263,1	8,42	2,37	2,40	3,55	3,60
3486	1948,6	12,99	2,94	3,00	4,41	4,50
3487	4589,6	30,60	4,52	4,60	6,77	6,80
3488	4938,4	32,92	4,68	4,70	7,03	7,10
3489	4293,2	28,62	4,37	4,40	6,55	6,60
3490	4438,3	29,59	4,44	4,50	6,66	6,70
3491	6518,0	43,45	5,38	5,40	8,07	8,10
3492	4162,5	27,75	4,30	4,40	6,45	6,50
3493	3020,6	20,14	3,66	3,70	5,50	5,60
3494	6024,7	40,16	5,17	5,20	7,76	7,80
3495	3957,0	26,38	4,19	4,20	6,29	6,30
3496	3840,3	25,60	4,13	4,20	6,20	6,30
3497	3776,9	25,18	4,10	4,20	6,15	6,20
3498	4292,0	28,61	4,37	4,40	6,55	6,60
3499	3990,9	26,61	4,21	4,30	6,32	6,40
3500	4339,2	28,93	4,39	4,40	6,59	6,60
3501	1278,5	8,52	2,38	2,40	3,58	3,60
3502	2832,8	18,89	3,55	3,60	5,32	5,40
3503	7290,9	48,61	5,69	5,70	8,54	8,60
3504	7197,6	47,98	5,66	5,70	8,48	8,50
3505	6019,7	40,13	5,17	5,20	7,76	7,80
3509	803,0	5,35	1,89	1,90	2,83	2,90
3510	483,0	3,22	1,47	1,50	2,20	2,30
3511	3171,3	21,14	3,75	3,80	5,63	5,70
3512	2240,7	14,94	3,16	3,20	4,73	4,80
3513	5550,1	37,00	4,97	5,00	7,45	7,50
3514	5512,1	36,75	4,95	5,00	7,42	7,50
3515	4740,6	31,60	4,59	5,00	6,89	7,00
3519	1729,9	11,53	2,77	2,80	4,16	4,20
3520	1947,9	12,99	2,94	3,00	4,41	4,50
3521	1999,0	13,33	2,98	3,00	4,47	4,50
3522	1787,6	11,92	2,82	2,90	4,23	4,30

3506	1923,3	12,82	2,92	3,00	4,39	4,40
3516	1813,8	12,09	2,84	2,90	4,26	4,30
3508	1374,1	9,16	2,47	2,50	3,71	3,80
3507	1286,7	8,58	2,39	2,40	3,59	3,60
3566	646,3	4,31	1,69	1,70	2,54	2,60
3567	602,3	4,02	1,64	1,70	2,45	2,50
3568	1010,7	6,74	2,12	2,20	3,18	3,20
3574	649,2	4,33	1,70	1,80	2,55	2,60
3575	1705,5	11,37	2,75	2,80	4,13	4,20
3480	1816,7	12,11	2,84	2,90	4,26	4,30
3607	1224,9	8,17	2,33	2,40	3,50	3,60

Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles)

Il faut vérifier que $L_{\min} \geq 1,5 \times B$; $L_{\min} \geq 1,5 \times A$

Tel que L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux ;

On a $1,5 \times B = 3,6 \text{ m} > L_{\min} = 2,2 \text{ m}$non vérifié.

$1,5 \times A = 5,4 \text{ m} > L_{\min} = 3,8 \text{ m}$non vérifié.

Conclusion:

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

7.3.2.2 Semelles filantes:

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$$N = \sum N_i \text{ de chaque file de poteaux.}$$

$$S = B \times L$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

Tableau 7.9 Sections des semelles filantes.

<i>Files</i>	<i>N(kN)</i>	<i>S(m²)</i>	<i>L(m)</i>	<i>B(m)</i>	<i>Bchoisie(m)</i>
1	7622,75	58,47	19,49	2,61	3,00
2	18974,49	135,45	27,09	4,67	5,00
3	29787,22	202,28	31,12	6,38	6,50
4	25873,92	183,12	30,52	5,65	6,00
5	27099,15	183,06	30,01	6,02	6,10
6	18090,38	120,91	29,49	4,09	4,10
7	8407,43	58,24	29,12	1,92	2,00
8	13550,59	99,23	28,35	3,19	3,50
9	7692,90	55,46	27,73	1,85	2,00

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

($S_s / S_b < 50 \%$).

Surface totale des semelles = 1096,22 m² : (S_s).

Surface total du bâtiment = 1136,82 m² (S_b).

Verification

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{1096,22}{1136,82} = 0,96$$

$$\frac{S_s}{S_b} = 96,43\% > 50 \%$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation à cet ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- 1) L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- 2) La réduction des tassements différentiels.
- 3) La facilité de l'exécution.

7.3.3 Radier général:

7.3.3.1 Introduction:

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

7.3.3.2 Surface Nécessaire:

Pour déterminer la surface du radier il faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad \text{Pour: } \begin{cases} N = 157098,8kN \\ \sigma_{sol} = 1,50bars \end{cases}$$

On trouve: $S \geq 1047,33m^2$.

Avec la surface du bâtiment $S_b = 1136,82m^2$.

Donc la surface totale du radier est $1136,82m^2$.

7.3.3.3 Pré dimensionnement du Radier:

1- Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

Condition forfaitaire [HEN,99]:

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec: } L_{\max}: \text{ longueur maximale entre les axes des poteaux.}$$

$$L_{\max} = 8,00m \Rightarrow h_1 \geq 40cm \rightarrow h_1 = 60cm$$

2- Nervures :

a. La largeur des nervures (Condition de coffrage):

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{800}{10} = 80cm \quad \text{On opte pour } b = 90cm.$$

b. La hauteur des nervures:

b.1. Condition de la flèche:

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_{N1} < \frac{L_{\max}}{10}$$

On a : $L_{max}=8,00 \Rightarrow 53,33cm < h_{N1} < 80cm$ On prend: $h_{N1}=70cm$.

b.2. Condition de rigidité:

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad ; \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{b \times K}}$$

Avec :

L_e : longueur élastique (m);

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm³ (cas d'un sol moyen);

- $K=0,5$ [kg/cm³]..... pour un très mauvais sol.
- $K=4$ [kg/cm³]pour un sol de densité moyenne.
- $K=12$ [kg/cm³]..... pour un très bon sol.

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,598 \times 10^4$ MPa

b : largeur de radier entre axe des nervures.

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

L : distance maximale entre deux poteaux : 5,90m

donc : $h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4} = 130,9cm$ On prend : $h_{N2}=140$ cm .

A partir des deux conditions : $h_N \geq \max (h_{N1} ; h_{N2})$ On prend : $h= 140cm$.

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier $h_R=60cm$.
- Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h_N = 140cm \\ b_N = 90cm \end{cases}$

7.3.4 Caractéristiques Géométriques du Radier:

- **Position du centre de gravité:** $x_G = 17,11m$.
 $y_G = 18,81m$.
- **Moments d'inerties** $I_{xx} = 507274,98m^4$.
 $I_{yy} = 444930,88m^4$.

7.3.5 Vérification de la Stabilité au renversement du Radier:

Quelque soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)** on doit vérifier que : $e=M/N \leq B/4$

Avec:

M : Moment de renversement dû aux forces sismique.

Avec: $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de sous sol de la structure.

B : Dimension du bâtiment suivant le sens de calcul.

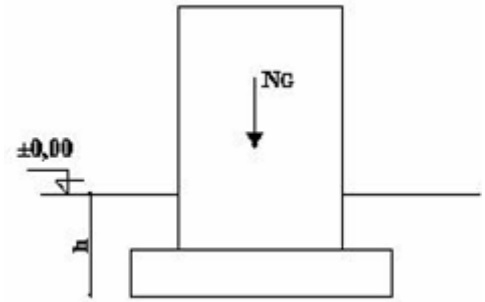


Figure 7.2 schéma statique du bâtiment.

Sens x-x:

$M_0 = 25909,77 \text{ kNm}$ $V_0 = 14771,63 \text{ kN}$ $h = 0,60 \text{ m}$

Donc: $M_R = 34772,75 \text{ kNm}$

$N = N_{\text{radier}} + N_{\text{structure}}$

$N_{\text{structure}}$: Poids de la structure.

N_{radier} : Poids propre du radier.

On a: $N_{\text{structure}} = 133452,83 \text{ kN}$

$N_{\text{radier}} = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 1136,82 \times 0,60 = 17052,3 \text{ kN}$

Donc: $N = 150505,13 \text{ kN}$

$$e = \frac{M}{N} = 0,23 \text{ m}$$

$B = L_x = 31,80 \text{ m}$; $\frac{L_x}{4} = 7,95 \text{ m}$; Donc : $e = M/N < B/4$ vérifiée.

Sens y-y:

$M_0 = 28637,33 \text{ kNm}$ $V_0 = 14824,20 \text{ kN}$ $h = 0,60 \text{ m}$

Donc: $M_R = 37531,86 \text{ kNm}$

$$e = \frac{M}{N} = 0,25 \text{ m}$$

$B = L_y = 32,36 \text{ m}$; $\frac{L_y}{4} = 8,09 \text{ m}$; Donc : $e = M/N < B/4$ vérifiée.

Conclusion:

Le rapport des forces verticales gravitaires et des forces sismiques est inférieur à la moitié centrale de la base de la structure, donc notre bâtiment est stable dans les deux sens.

7.3.6 Calcul et Vérification des Contraintes:

Les contraintes du sol sont données par:

a. Sollicitation du premier genre:

$$\text{À l'ELS: } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{163130,08}{1136,82} = 143,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 143,5 \text{ kN/m}^2 \quad \pi \quad \sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

b. Sollicitation du second genre:

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$), avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que:

σ_1 : Ne doit pas dépasser ($2 \sigma_{sol}$) (Article 10.1.4.1)

σ_2 : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad \text{Reste toujours inférieur à } 2 \sigma_{sol} .$$

V : centre de gravité.

ACC:

$$N_{max} = 226585,02 \text{ kN} \quad \sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2 \quad M \text{ est le moment de renversement.}$$

Tableau 7.10 Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	200,19	198,44	199,75
Sens y-y	200,53	198,10	199,92
Vérification	$\sigma_1^{max} \leq 2 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) \leq 2 \sigma_{sol}$

ELS:

$$N_{ser} = 163130,08 \text{ kN} \quad \sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2 \quad M \text{ est le moment de renversement.}$$

Tableau 7.11 Contraintes sous le radier à l'ELS.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	144,37	142,62	143,93
Sens y-y	144,71	142,29	144,10
Vérification	$\sigma_1^{max} \leq \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) \leq \sigma_{sol}$

Conclusion:

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc y a pas de risque de soulèvement.

7.3.7 Ferrailage du Radier:

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures, il est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc, on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 99.

7.3.7.1 Ferrailage de la dalle du radier:**A.1. Méthode de calcul [BAEL,99]**

Notre radier comporte des panneaux de dalles appuyées sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

➤ Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de

la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive:

- Moment en travée: $M_{tx} = 0,85M_x$;

$$M_{ty} = 0,85M_y .$$

- Moment sur appuis: $M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x$ (appui de rive) ;

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \text{ (autre appui)}$$

Panneau intermédiaire:

- Moment en travée: $M_{tx}=0,75M_x$;
 $M_{ty}=0,75M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$
- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.
- Moment en travée: $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appuis: $M_a=0,5M_0$
- Avec: $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

A.2. Valeur de la pression sous radier:

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 199,92kN/m ; \quad q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 144,10kN/m .$$

A.3. Moment en travée et sur appuis à l'ELU:

. On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau 7.12 Calcul des moments à l'ELU.

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
P_1	4,6	8,0	0,57	0,0865	0,2582	199,92	365,92	311,03	94,48	80,31	28,34
P_2	4,6	7,0	0,65	0,0745	0,369	199,92	315,16	267,88	116,29	98,85	58,15
P_3	4,6	8,3	0,55	0,0894	0,25	199,92	378,19	321,46	94,55	80,37	28,36
P_4	4,4	7,8	0,56	0,088	0,25	199,92	340,60	255,45	85,15	63,86	42,57
P_5	4,4	6,9	0,64	0,0765	0,347	199,92	296,09	222,07	102,74	77,06	51,37

A.4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS:

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau 7.13 Calcul des moments à l'ELS.

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
P_1	4,6	8,0	0,57	0,0865	0,2582	144,1	263,75	224,19	68,10	57,89	20,43
P_2	4,6	7,0	0,65	0,0745	0,369	144,1	227,16	193,09	83,82	71,25	41,91
P_3	4,6	8,3	0,55	0,0894	0,25	144,1	272,59	231,71	68,15	57,93	20,44
P_4	4,4	7,8	0,56	0,088	0,25	144,1	245,50	184,13	61,38	52,17	30,69
P_5	4,4	6,9	0,64	0,0765	0,347	144,1	213,42	160,06	74,06	62,95	37,03

A.5. 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 (voir annexe I).

$f_{c28}=35\text{MPa}$; $f_{t28}=2,7\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=19,83\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$; $\sigma_s=435\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=60\text{cm}$
 $d=0,9h=54\text{cm}$. Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau 7.14 Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	$M_u(\text{kNm})$	μ	A	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
Travée	x-x	321,46	0,056	0,072	52,44	14,09	7T20	21,99	15
	y-y	98,85	0,017	0,021	53,55	4,24	6T20	18,85	15
Appui	x-x	58,15	0,010	0,013	53,72	2,49	6T16	12,06	15
	y-y								

Espacement:

- $Esp \leq \text{Min}(3h;33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(180\text{cm};33\text{cm}) = 33\text{cm}$ sens (x-x)

- $Esp \leq \text{Min}(4h;45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(240\text{cm};45\text{cm}) = 45\text{cm}$ sens (y-y)

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{8} = 12,5\text{cm} < 33\text{cm} \quad \text{On opte } S_t=15\text{cm}.$$

Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{8} = 12,5\text{cm} < 45\text{cm} \quad \text{On prend } S_t=15\text{cm}.$$

A.6. Vérifications:**1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 6,71\text{cm}^2 < 12,06\text{cm}^2 \quad [\text{BAEL},99] \quad \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau 7.15 Vérification des contraintes.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	231,71	21,99	21,88	337019,88	15,04	21	231,25	250	OK
	y-y	57,93	18,85	20,07	326549,49	3,56	21	90,28	250	OK
Appuis	x-x	41,91	12,06	15,67	266559,77	2,46	21	90,39	250	OK
	y-y									

7.3.7.2 Ferrailage des nervures:

1. Détermination des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire **BAEL91 modifié 99** [BAEL,99]

2. Calcul des armatures :

On a : $f_{c28}=35\text{MPa}$; $f_{t28}=2,7\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=19,83\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=90\text{cm}$; $h=140\text{cm}$; $d=0,9h=126\text{cm}$; $L=8\text{m}$; $q_u=199,92\text{kN/ml}$.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau 7.16 Ferrailage des nervures.

	Sens	M_{ut} (kNm)	M_{ua} (kNm)	A_{st}^{cal} (cm ²)	A_{sa}^{cal} (cm ²)	A_{st}^{adp} (cm ²)	A_{sa}^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x-x	1359,46	799,68	31,78	18,50	10T25+2T20=55,37	8T25=39,27	15
	y-y	449,47	264,39	10,26	6,06	9T20=28,27	9T20=28,27	15
périphérique	x-x	/	138,71	/	3,17	/	4T25=19,64	15
	y-y	/						

3. Vérifications :

a. Condition de non fragilité [BAEL,99]:

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 14,08\text{cm}^2 < 19,64\text{cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

b. Vérification des contraintes à l'ELS :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 7.17 Vérification des contraintes.

	Sens	M_{sert} (kNm)	A_{st} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	M_{sera} (kNm)	A_{sa} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	vérification
Travée	x-x	979,88	55,37	10,05	184,08	576,4	34,36	6,06	154,85	ok
	y-y	323,97	28,27	7,22	248,27	190,57	28,27	4,12	138,82	ok
périphérique	x-x	/	/	/	/	99,98	19,64	0,22	9,90	ok
	y-y	/								

c. Vérification de la contrainte tangentielle du béton [BAEL,99]:

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,5\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec : $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{188,27 \times 5,9}{2} = 555,40 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{555,4 \cdot 10^3}{600 \times 855} = 1,08 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Vérfié}$$

d. Armatures transversales :

- **BAEL 91 modifier 99 [BAEL,99] :**

$$S_t \leq \min(15 \Phi_{\text{min}}, 40 \text{ cm}, a+10 \text{ cm})$$

Φ_{min} : le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

a: le petit coté des dimensions transversale du poteau.

$$\text{Donc : } S_t \leq \min(15 \cdot 2,5, 40 \text{ cm}, 60+10 \text{ cm}) = 37,5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 38 \text{ cm}, \text{ on prend } S_t = 20 \text{ cm.}$$

- **RPA99 version 2003 [RPA,03]:**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 70 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

D'après les prescriptions (RPA99 version 2003, BAEL99) , on adopte un espacement des armatures transversales : zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$; zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$.

-Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \geq \frac{1}{3} \Phi_{L_{\text{max}}}$$

Il est défini par : $\Phi_t \geq 8,33$ Avec : $A_t \geq 3,15 \text{ cm}^2$ On prend : $6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$.

on prend : $\Phi_t = 1 \text{ cm}$

e. Armatures de peau

Les armatures de peau sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est de 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction [DAV,96]:

Dans notre cas : $h = 140 \text{ cm}$

$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{m} \times 140 = 4,2 \text{ cm}^2$. On adopte : $6T14 = 9,24 \text{ cm}^2$.

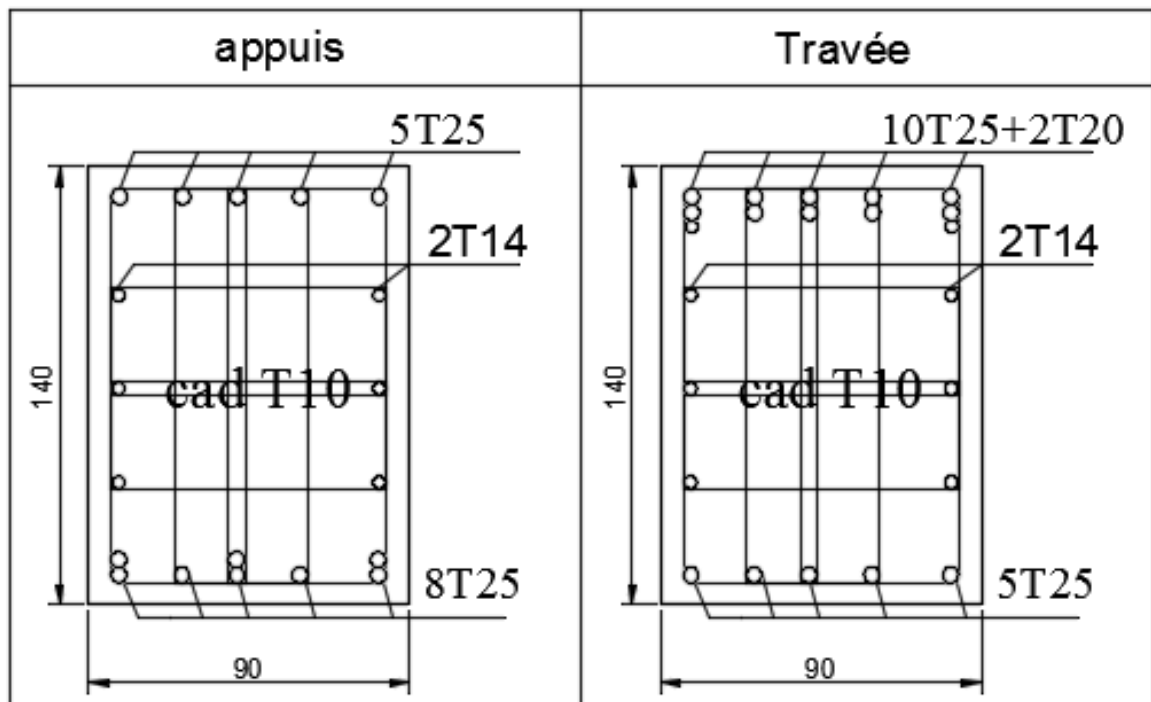


Figure 7.3 Ferrailage des nervures.

7.4 ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE

7.5 INTRODUCTION:

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

7.6 ÉVALUATION DES CHARGES:

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

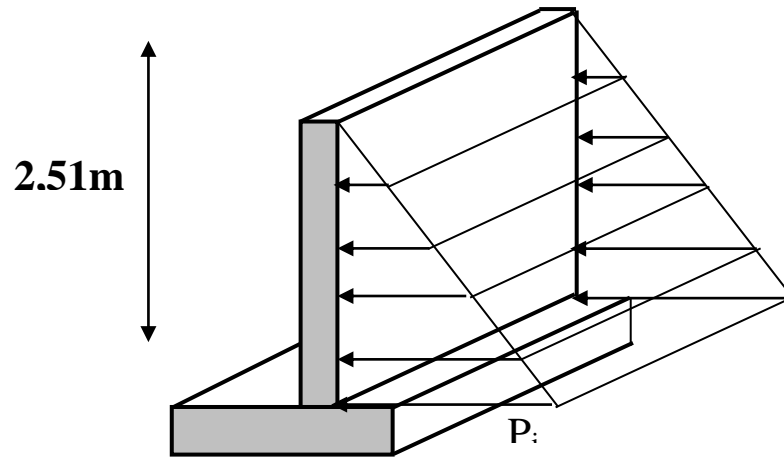


Figure 7.4 Schéma statique du voile.

$L_x=2,51m$; $L_y=6,2m$; $e =20\text{ cm}$.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de $1m$ se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon **BAEL91 modifié 99 [1]**, la charge de poussées des terres est données par : $Q=A.\gamma.H$

Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de $1m$.

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h=19kN/m^3$).

H : Hauteur du voile ($H=3,06m$).

$$\varphi = 21,96^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,323$$

$$\text{Donc : } Q = A.\gamma.H = 15,1kN/ml \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 20,38kN/ml$$

7.7 EFFORT DANS LA DALLE:

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,4 \phi 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x=0,1101 \ ; \ \mu_y=0,25$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 86,25kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 21,56kNm$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx}=0,85M_x=73,31kNm.$$

$$M_{ty}=0,85M_y=18,33kNm.$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x=43,13kNm.$$

7.8 CALCUL DU FERRAILLAGE:

$$b=100cm ; h=20cm ; d=18cm ; \sigma_{bc}=19,83MPa$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 7.18 Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	73,31	0,114	0	0,152	16,91	12,01	6T16	12,06	15
	y-y	18,33	0,029	0	0,037	17,73	2,97	5T10	3,93	20
Appuis	x-x	43,13	0,067	0	0,087	17,37	7,14	5T16	10,05	20
	y-y									

7.9 CONDITION DE NON FRAGILITÉ:

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm ($12 \leq e \leq 30$) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min}; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min}; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de FeE500

$$A_x^{\min} = 0,0008 \times \left(3 - \frac{2,5}{6,2} \right) \times \frac{100 \times 20}{2} = 2,08cm^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,60cm^2$$

En travée :
$$\begin{cases} A_x = 12,06cm^2 \phi A_x^{\min} = 2,08cm^2 \\ A_y = 3,93cm^2 \phi A_y^{\min} = 1,60cm^2 \end{cases}$$

Sur appuis :
$$\begin{cases} A_x = 10,05cm^2 \phi A_x^{\min} = 2,08cm^2 \\ A_y = 10,05cm^2 \phi A_y^{\min} = 1,60cm^2 \end{cases}$$

7.10 VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,75MPa$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 27,95 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 24,93 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 27,95 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{27,95 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,16 \text{ MPa} \approx 1,75 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

VÉRIFICATION À L'ELS:

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,4 \geq 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 15,1 \text{ kN/ml}$$

$$\mu_x = 0,1101$$

$$\mu_y = 0,25$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 63,91 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 15,98 \text{ kNm}$$

- **Moment en travée** $M_{tx} = 0,85 M_x = 54,32 \text{ kNm}$; $M_{ty} = 0,85 M_y = 13,58 \text{ kNm}$.
- **Moment sur appuis** : $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 31,96 \text{ kNm}$.

b. Verifications des contraintes:

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau 7.19 Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	Vérification
Travée	x-x	54,32	12,06	8,66	37429,65	12,57	21	OK
	y-y	13,58	3,93	5,16	14298,43	4,90	21	OK
Appuis	x-x	31,96	10,05	8,77	35327,03	7,93	21	OK
	y-y							

c. Vérification de ferrailage minimal (RPA99/2003) :

$A_{\min} = 0,1\%$ de la section dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,001 \times (3,06 \times 20) = 6,12 \text{ cm}^2 < A_s = 15,99 \text{ cm}^2$$

d. Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,08 > 0,042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,08 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 6,7 \cdot 10^{-3} < 4 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

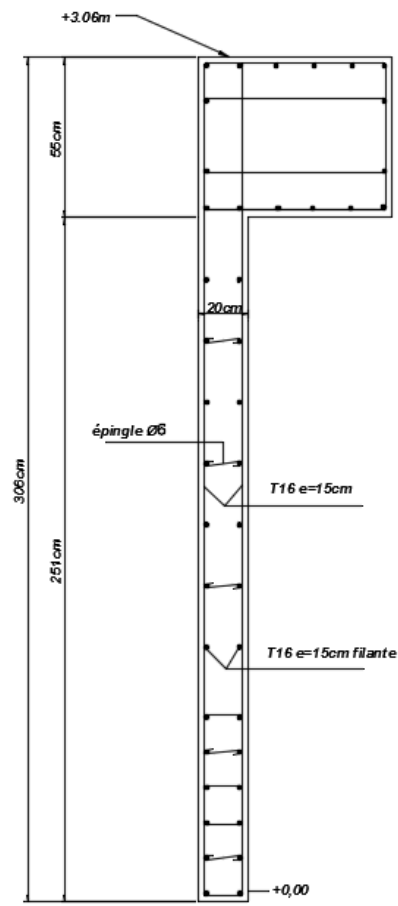


Figure 7.5 Coupe verticale du ferrailage voile périphérique.

Conclusion Générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation de Master et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant ces cinq années de formation.

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul de structure par élément finis, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine du génie civil.

Ce travail nous a permis de voir au détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments et leur dimensionnement, donc la conception du bâtiment.

En effet, la réalisation d'un ouvrage ne peut se faire sans la réalisation d'une bonne étude "un ouvrage bien conçu est un ouvrage bien étudié et bien réalisé"

Dans notre projet nous avons réalisé une étude sur un bâtiment en R+17+3Sous-Sol. Au cours de ce travail, l'ensemble des éléments ont été dimensionnés et vérifiés conformément aux règles de calcul de structures en vigueur, à savoir BAEL91, CBA93 et RPA99 version 2003.

L'analyse dynamique et sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement, tel que proposé dans la conception architecturale, lors de cette étape. Cette dernière est basée sur la connaissance du comportement dynamique d'une structure étudiée, celle-ci ne peut être approchée de manière exacte que si son modèle se rapproche le plus étroitement possible de la réalité.

Pour cela, nous avons utilisé un logiciel de calcul par éléments finis adéquat, à savoir, *Etabs V18-2*, avec lequel l'estimation (la modélisation) de la masse de la structure peut être faite avec un grand degré de précision. L'hypothèse majeure requise consiste en l'estimation de la fraction de la charge d'exploitation (βQ) à inclure comme étant une masse additionnelle.

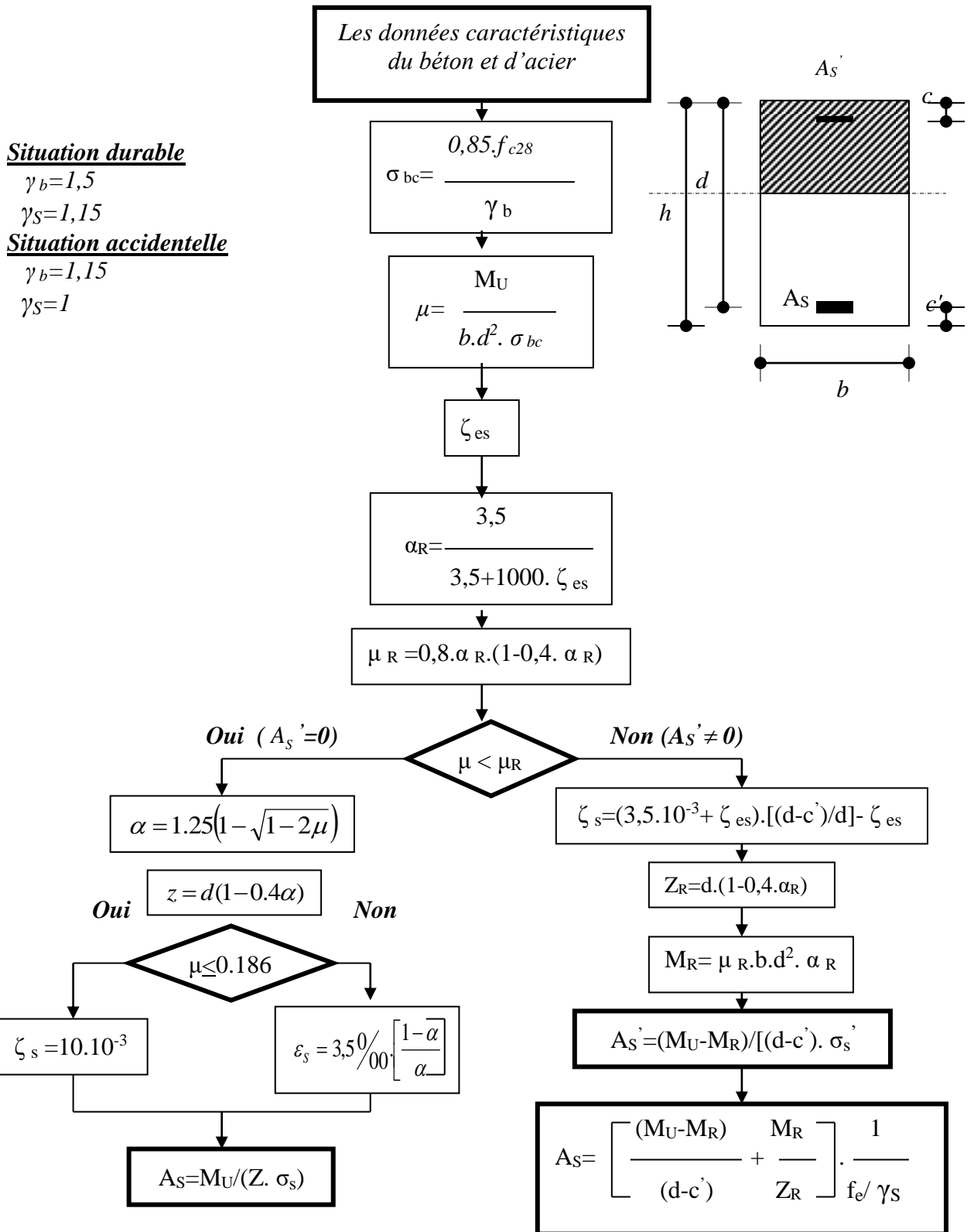
Cette analyse nous a amené vers la conception d'un bâtiment à contreventement mixte (voiles + portiques) et nous a permis de déduire les éléments de réduction pour le bon ferrailage des éléments résistants.

L'étude de l'infrastructure de notre bâtiment, nous a conduit vers la solution d'un radier général, son pré dimensionnement a été fait de manière à assurer une répartition uniforme des contraintes (réaction du sol sous les nervures et l'hourdis), nous évitant ainsi un calcul supplémentaire conformément à la théorie de la poutre élastique.

Enfin, nous avons compris durant cette petite période qu'il nous reste beaucoup à apprendre et qu'il reste un monde de défi à surmonter, car le génie civil est un domaine où l'innovation et les problèmes techniques lui font partie et c'est là qu'on reconnaît un bon ingénieur!

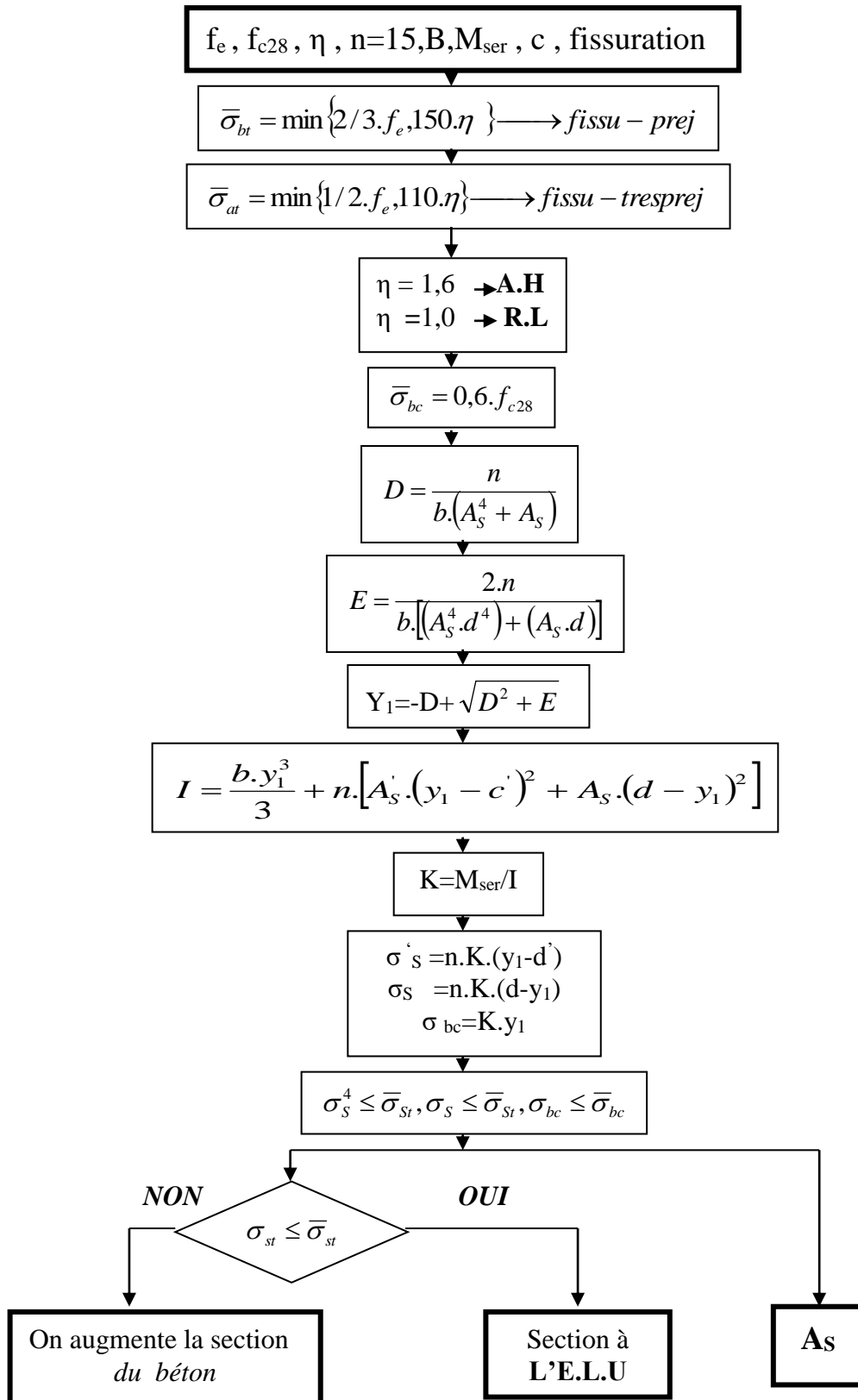
ORGANIGRAMME -I-

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



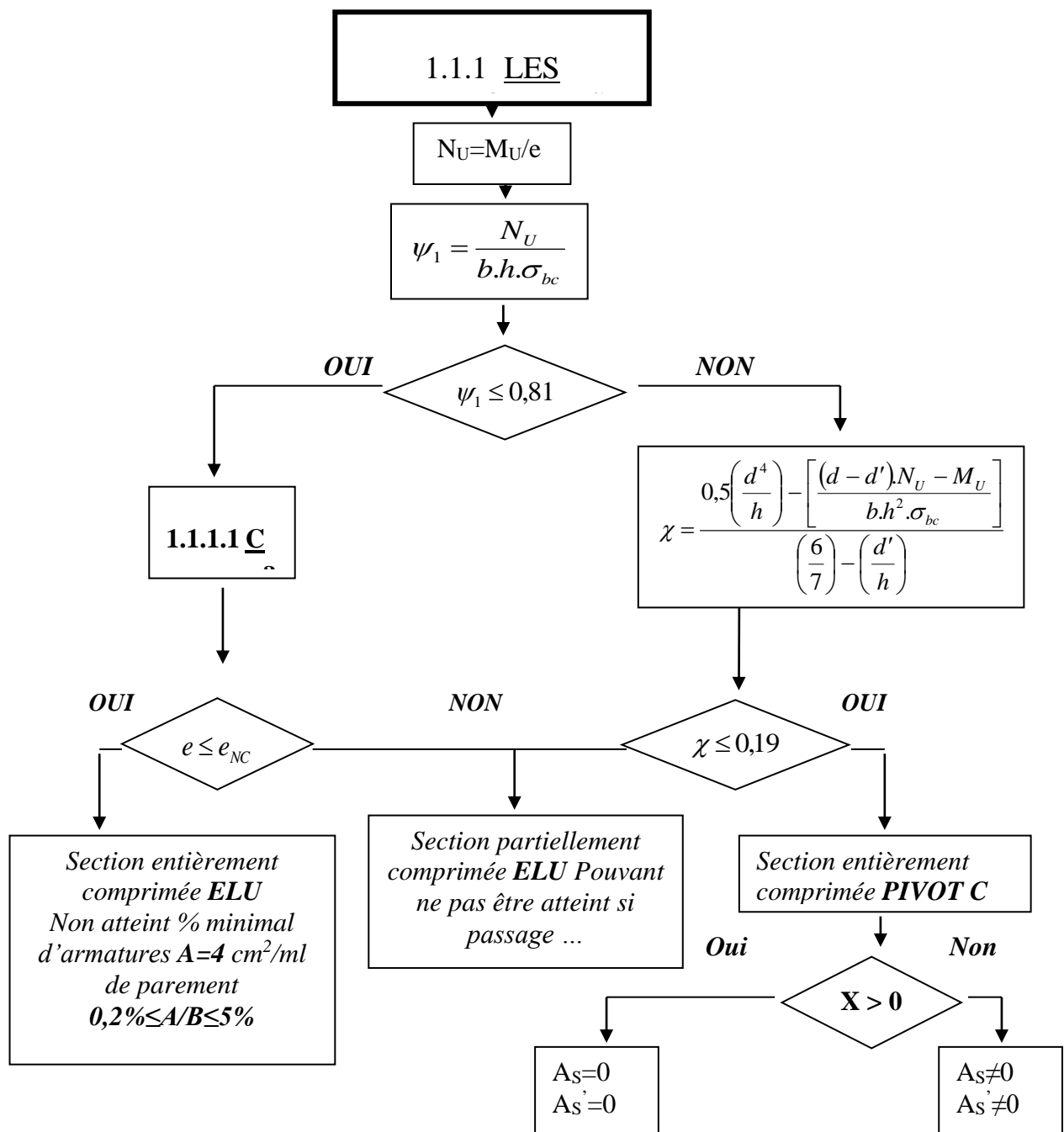
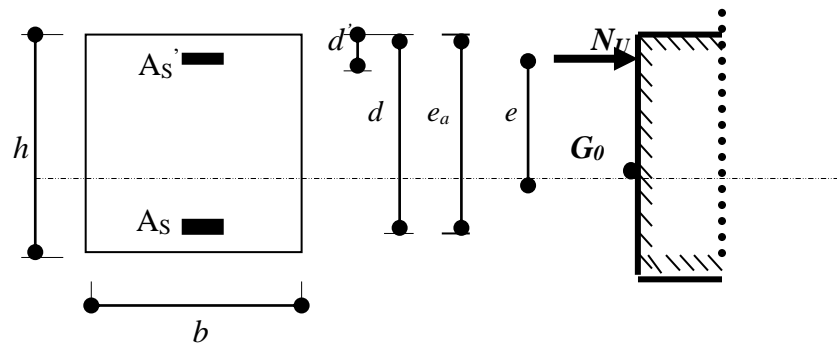
ORGANIGRAMME -II-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'ELU-



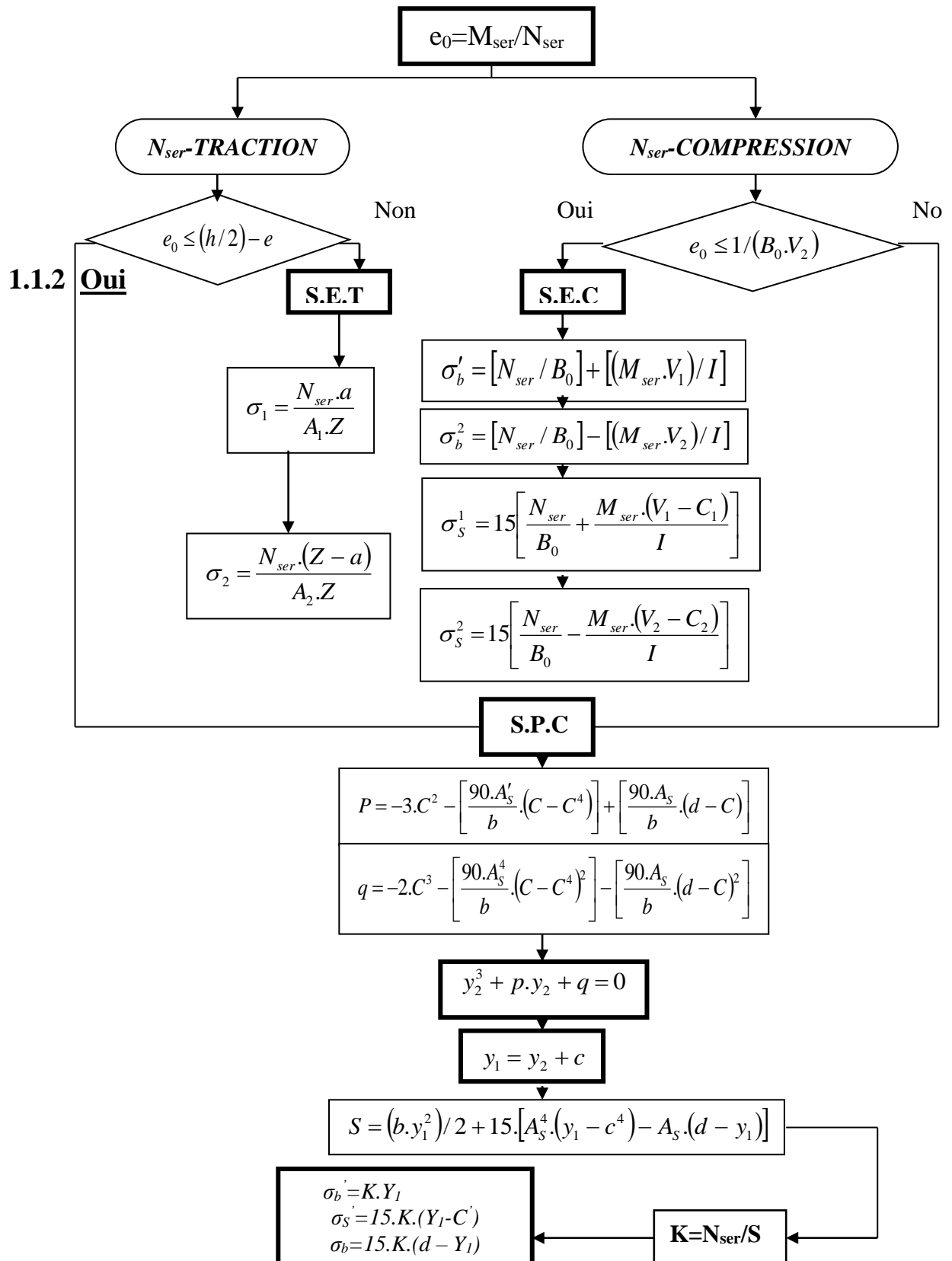
ORGANIGRAMME -III-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'ELU EN FLEXION COMPOSEE



ORGANIGRAMME-IV-

FLEXION COMPOSEE A L'ELS



REFERENCES

1. BAEL 91modifié 99, DTU associés , par Jean pierre mougin ,deuxième Edition Eyrolles 2000
2. Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
3. Formulaire du Béton Armé: Volume 1;'Eléments de Calcul', par Victor Davidovici, Moniteur, 1996.
4. Conception et calcul des structures de bâtiment ; Henry Thnier (tome1 ; tome2).
5. La construction en zone sismique, par Victore Davidovici., Moniteur 1999 .
6. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93
7. Règles de neige et vent 99 (R.N.V 99).
8. Conception et Calcul des Structures de Bâtiment, par Henry Thonier, Tome 3
9. DTR B-C 2.42 Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché.
10. Formulaire du Béton Armé: Volume 2;'Constructions', par Victor Davidovici, Moniteur, 1995.