

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



UNIVERSITE SAAD DAHLAB - BLIDA 1

جامعة سعد دحلب البليدة -1-

FACULTE DE TECHNOLOGIE

كلية التكنولوجيا

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

قسم الهندسة المدنية

MEMOIRE DE MASTER

Spécialité : structure

THEME

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+8) EN BETON
ARME A USAGE D'HABITATION**

Présenté par :

M^r. FAIDI ABDESSALEM.

M^r. BOUGUERRA OUAIL.

Encadreur :

D^r. AZZAZ ABDESSEMED

Année universitaire 2020-2021

المخلص

الهدف من هذا العمل هو التصميم الزلزالي لمبنى ذو طابع سكني الذي يتكون من طابق سفلي (R + 08) الواقع في ولاية الجزائر التي هي جزء من منطقة عالية الزلازل (المنطقة الثالثة) حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.

يتم ضمان استقرار الهيكل من خلال الروافد والأعمدة والجدران. تم إنشاء الدراسة والتحليل الزلزالي لهذا المشروع بواسطة البرنامج (ETABS 2016v2.0).

تم إجراء التصميم وفقاً للوائح البناء المطبقة في الجزائر (RPA99 v2003، BAEL99).

تم تنفيذ تقوية العناصر الحاملة (الأعمدة، الروافد) بواسطة برامج التعزيز SOCOTE، بينما تم عمل الأشرعة باستخدام برنامج Excel.

الكلمات المفتاحية: الهيكل الخرساني المسلح، أنظمة البناء، الهياكل ETABS 2016.

ABSTRACT

The goal of this work is the seismic design of a building which consists of Ground floor + 08 floors -use residential basements located in the wilaya of Alger which is part of a zone of high seismicity (Zone III) according to the Algerian earthquake regulation.

The stability of the structure is ensured by beams, posts and walls. The study and the seismic analysis of this project were established by the software (ETABS 2016v2.0).

The design was made in accordance with the construction regulations applied in Algeria (RPA99 v2003, BAEL99).

The reinforcement of the load-bearing elements (columns, beams) was carried out by the reinforcement software

SOCOTEC, while that of the sails was done using the Excel program.

Keywords: Reinforced concrete structure, building regulations, ETABS 2016.

RESUME

Le but de ce travail est la Conception parasismique d'un bâtiment qui se compose en R+8 à usage unique d'habitation implanté à la wilaya d'Alger qui fait partie d'une zone de forte sismicité (Zone III) selon le règlement parasismique Algérien.

La stabilité de la structure est assurée par des poutres, poteaux et voiles. L'étude et l'analyse sismique de ce projet ont été établies par le logiciel **(ETABS 2016v2.0)**.

La conception a été faite conformément aux règlements de construction appliqués en Algérie **(RPA99 v2003, BAEL99)**.

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par les logiciels de ferrailage

SOCOTEC, alors que celui des voiles a été fait à l'aide du programme Excel.

Mots-clés : Structure en béton armé, règlements de construction, ETABS 2016.

Remerciements.

*Nous tenons à remercier toutes les personnes qui ont contribué
à notre formation et qui nous ont aidées lors
de la rédaction de ce mémoire*

*Nous voudrions dans un premier temps remercier infiniment
notre promoteur Mr. A. AZZAZ de nous avoir encadrés,
orientés,
aidés et conseillés.*

*Nous remercions les membres du jury qui prendront le temps de
lire et évaluer ce travail.*

*Pour finir, nous tenons à exprimer notre reconnaissance envers
les enseignants du département de génie civil de l'université de
SAAD DAHLEB qui ont contribué à notre succès*

Dédicaces

C'est avec grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et ma sympathie et dédier ce travail modeste à :

*À ma grand-mère, ma mère et mon père qui m'ont toujours soutenu,
répondu à mes besoins.*

À mes frères adel, Hamza, amine et abdelkarrim

A ma sœur imane

Et ainsi qu'à toute la famille

*À mon binôme ouail qui est toujours présente pour me soutenir ainsi
qu'à mon proche ami Abdelhak sur tout leur parents et les ingénieures*

Abdennacer et Ishak.

*Et bien sûr à mes amis, et Aussi à mes camarades, Mohamed
rezkallah, abdeldjalil, mohamed bendar, abderahim et Abdelillah.*

Toute la promotion de génie civil 2021

Abdesselam.

Dédicaces

C'est avec grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et ma sympathie et dédier ce travail modeste à :

À ma grand-mère mima, ma mère et mon père qui m'ont toujours soutenu, répondu à mes besoins.

À mon frère titi. A mes sœurs et zekri

A mes amis redha kader ali

Qu'à mon proche ami yacine

À mon binôme slimou qui est toujours présente pour me soutenir ainsi.

Et les ingénieures Abdennacer et Ishak.

Et bien sûr à mes amis abdelhak khalil, oussama et leurs parents

Toute la promotion de génie civil 2021.

ouail.

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- a : Plus petite dimension d'une section transversale
- $a-b$: Dimensions En Plans D'un Poteau
- $A.N$: Axe neutre
- A_{max}, A_{min} : Section d'acier maximale Et minimale
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A'_s : Section d'aciers comprimés
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton, Largeur d'une table De compression.
- B_0 : Section homogène totale
- b_0 : Largeur D'une section rectangulaire ou de la nervure d'une section en T.
- B_r : Section réduite
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- q_{ref} : Pression dynamique de référence.
- F_{fr} : Force de frottement.
- R : Force résultante.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- 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.

LISTE DES SYMBOLES

- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement géométrique.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- e_0 : Excentricité par rapport au centre de gravité du béton
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- h : Hauteur totale d'une section
- h_0 : Hauteur d'une table de compression
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- l_r : Longueur de recouvrement
- l_s : Longueur de scellement
- 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.
- 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_{ay} : Moment fléchissant au centre d'un panneau de dalle articulé pour une bande de largeur unité parallèle A/y.
- M_{ax} : Moment fléchissant au centre d'un panneau de dalle articulé pour une bande de largeur unité parallèle A/x.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- i : rayon de giration
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

LISTE DES SYMBOLES

- M : Moment, Masse.
- $n=15$: coefficient d'équivalence
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- F_{bc} : Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier
- K : Coefficient de raideur de sol.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène, Longueur fictive.
- P_{ser} : Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S.
- P_u : Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U.
- π : Coefficient de fissuration.
- μ : Coefficient de frottement acier /béton.
- ν : Coefficient de poisson ; effort normal réduit.
- ε_{bc} : Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé.
- ε_s : Allongement relatif des aciers tendus.
- ε_{sc} : Raccourcissement relatif des aciers comprimé.
- ε_{si} : Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II. 1: Vérification selon le RPA.....	13
Tableau II. 2: Charge de plancher terrasse.....	14
Tableau II. 3: Charge de plancher pour chaque étage.....	14
Tableau II. 4: Charge du mur extérieur.....	15
Tableau II. 5: Charge de la dalle pleine (balcon).....	15
Tableau II. 6: Charge et surcharge de chaque étage (poteau central).....	18
Tableau II. 7: Charge et surcharge de chaque étage (poteau de rive).....	20
Tableau II. 8: Charge et surcharge de chaque étage (poteau d'angle).....	22
Tableau II. 9: Choix des sections des poteaux centraux.....	25
Tableau II. 10: Vérification de critère de résistance (Poteaux centraux).....	25
Tableau II. 11: Choix des sections des poteaux de rives.....	26
Tableau II. 12: Vérification de critère de résistance (Poteaux de rives).....	26
Tableau II. 13: Choix des sections des poteaux d'angle.....	27
Tableau II. 14: Vérification de critère de résistance.....	27
Tableau II. 15: Dimensions des éléments porteurs.....	29
Tableau III. 1: Evaluation des moments de plancher terrasse ELU.....	37
Tableau III. 2: Evaluation des efforts tranchants de plancher terrasse ELU.....	38
Tableau III. 3: Evaluation des moments de plancher terrasse ELS.....	38
Tableau III. 4: Choix de section d'armature.....	42
Tableau III. 5: Evaluation des moments de plancher étage courant ELU.....	44
Tableau III. 6: Evaluation des efforts tranchants de plancher étage courant ELU.....	45
Tableau III. 7: Evaluation des moments de plancher étage courant ELS.....	45
Tableau III. 8: Choix de section d'armature.....	48
Tableau III. 9: Combinaison des charges.....	53
Tableau III. 10: résultats des efforts internes.....	53
Tableau III. 11: Ferrailage du porte-à-faux.....	53
Tableau III. 12: Vérification des contraintes du porte-à-faux.....	54
Tableau III. 13: Rez-de-chaussée avec Etage courant.....	56
Tableau III. 14: Evaluation des charges et surcharges pour le palier.....	57
Tableau III. 15: Evaluation des charges et surcharges pour la volée.:.....	57
Tableau III. 16: Combinaison des charges.....	58
Tableau III. 17: Résultats de ferrailage de la 1ere et 3eme Volée.....	59

LISTE DES TABLEAUX

Tableau IV. 1: Facteur de qualité « Q ».	67
Tableau IV. 2: Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial	68
Tableau IV. 3: Vérifications des déplacements inter-étages du modèle initial	69
Tableau IV. 4: Vérifications de l'effort normal réduit des poteaux.	70
Tableau IV. 5: Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.	71
Tableau IV. 6: Vérifications des déplacements inter-étages du modèle final.	72
Tableau IV. 7: Vérifications de l'effort normal réduit des poteaux.	73
Tableau IV. 8: Vérification de l'effet P- Δ du modèle final.	74
Tableau V. 1: Contraintes du béton et de l'acier.	76
Tableau V. 2: Calcul du ferrailage des poteaux.	79
Tableau V. 3: Suite du Calcul du ferrailage des poteaux.	80
Tableau V. 4: Pourcentage d'armatures minimal.	80
Tableau V. 5: Choix d'armatures verticales des poteaux.	81
Tableau V. 6: Vérification des contraintes des poteaux (N max, M corr).....	81
Tableau V. 7: Vérification des contraintes des poteaux (M max, N corr).....	82
Tableau V. 8: Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux.	83
Tableau V. 9: Espacement des cadres des poteaux.	85
Tableau V. 10: Choix d'armatures transversales des poteaux.	85
Tableau V. 11: Schémas de ferrailage de poteaux.	86
Tableau V. 12: Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	88
Tableau V. 13: Choix d'armatures longitudinales des poutres principales et secondaires	88
Tableau V. 14: Contrainte tangentielle et ferrailage transversal des poutres.	89
Tableau V. 15: Vérification des poutres principales et secondaires à l'ELS.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V. 16: Récapitulatif du calcul de flèche des poutres.	90
Tableau V. 17: Schémas de ferrailage de poutre.....	92
Tableau V. 18: résultats détaillés du ferrailage vertical	103
Tableau V. 19: choix du ferrailage vertical des voiles du RDC.....	104
Tableau V. 20: vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage des voiles du RDC.....	104
Tableau V. 21: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 2ème étage.	105
Tableau V. 22: choix du ferrailage vertical des voiles du 2ème étage.	106

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V. 23: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 2 ^{ème} étage.....	106
Tableau V. 24: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 5 ^{ème} étage.	107
Tableau V. 25: choix du ferrailage vertical des voiles du 5 ^{ème} étage.	108
Tableau V. 26: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 5 ^{ème} étage.....	108
Tableau V. 27: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 7 ^{ème} étage.	109
Tableau V. 28: choix du ferrailage vertical des voiles du 7 ^{ème} étage.	110
Tableau V. 29: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 7 ^{ème} étage.....	110
Tableau V. 30: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 7 ^{ème} étage.	111
Tableau V. 31: choix du ferrailage vertical des voiles du 7 ^{ème} étage.	112
Tableau V. 32: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 7 ^{ème} étage.....	112
Tableau V. 33: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles	115
Tableau VI. 1: vérification a l'état limite de service.....	124
Tableau VI. 2: verification a l'etat limite ultime.....	125
Tableau VI. 3: récapitulatifs des moment	126
Tableau VI. 4: choix des armatures.....	127
Tableau VI. 5: verification des contraintes	128
Tableau VI. 6: vérification des contraintes	128
Tableau VI. 7: ferrailage des nervures	129
Tableau VI. 8: vérification des contraintes	129
Tableau VI. 9: Ferrailage du Voile Périphérique.....	133
Tableau VI. 10: Vérification des contraintes à l'ELS.	134
Tableau VI. 11: Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	134

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1: Schéma Plancher à corps creux	3
Figure I. 2: Brique creuse	4
Figure I. 3: Escalier à 2 volées	5
Figure I. 4: Diagramme Contraintes -Déformations du béton.....	8
Figure I. 5: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS	8
Figure I. 6: Diagramme contrainte déformation d'acier.....	9
Figure II. 1: Schéma Plancher à corps creux.....	11
Figure II. 2: Schéma de la dalle.....	12
Figure II. 3: Schéma de la surface (poteau central).....	17
Figure II. 4: Schéma de surface (poteau de rive)	19
Figure II. 5: Schéma de surface (poteau d'angle)	21
Figure II. 6: Coupes de voiles en plan (RPA 99 V 2003)	28
Figure III. 1: Schéma d'acrotère	30
Figure III. 2: Corps Creux.....	33
Figure III. 3: Plancher corps creux.....	34
Figure III. 4: Moment fléchissant sur appuis	37
Figure III. 5: Effort tranchant sur appuis	37
Figure III. 6: dimensions de la poutrelle	39
Figure III. 7: Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	49
Figure III. 8: Dimensions du balcon.	51
Figure III. 9: Schéma statique de la porte à faux	52
Figure III. 10: schéma de ferrailage de la porte à faux	55
Figure III. 11: Schéma statique des volées.	55
Figure III. 12: Schéma statique de la 1ere et 3eme Volée.	58
Figure IV. 1: Spectre de réponse.	64
Figure IV. 2: modèle initial.	68
Figure IV. 3: Modèle final.....	71
Figure V. 1: disposition des voiles avec numérotation.....	95
Figure V. 2: Exemple de ferrailage du voile (V y1).....	116

LISTE DES FIGURES

Figure VI. 1: disposition des nervures par rapport au radier et poteau	119
Figure VI. 2: vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicité.....	125
Figure VI. 3 : ferrailage de la dalle du radier	131
Figure VI. 4: ferrailage des nervures	131

SOMMAIRE

Remerciements

Dédicaces

Résumé

ملخص

Abstract

Liste des symboles

List des tableaux

List des figures

Sommaire

Plans

Introduction générale 1

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1	Introduction.....	2
I.2	Présentation de l'ouvrage.....	2
	I.2.1 Dimensions de l'ouvrage en élévation	2
	I.2.2 Dimensions de l'ouvrage en plan.....	2
I.3	Conception de la structure.....	3
	I.3.1 Ossature de l'ouvrage.....	3
	I.3.2 Planchers.....	3
	I.3.3 Poteaux	4
	I.3.4 Poutres	4
	I.3.5 Classification du bâtiment	4
	I.3.6 Maçonnerie	4
	I.3.7 Revêtement	5
	I.3.8 Escaliers.....	5
	I.3.9 Caractéristique du sol	5
I.4	Caractéristiques des matériaux.....	5
	I.4.1 Le Béton	6
	I.4.2 Acier	8

SOMMAIRE

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1	Introduction.....	11
II.2	Pré dimensionnement des planchers	11
II.2.1	Plancher à Corps Creux.....	11
II.2.2	Balcon (dalle pleine)	12
II.3	Pré dimensionnement des poutres.....	12
II.4	Pré dimensionnement des poteaux.....	13
II.5	Pré dimensionnement des voiles.....	28
II.6	Conclusion	29

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1	Acrotère	30
III.2	LES PLANCHERS	33
III.3	Ferraillage de la dalle de compression.....	50
III.4	Porte à faux :	51
III.5	LES ESCALIERS	55

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV.1	Introduction	60
IV.2	Caractéristique dynamiques propres	60
IV.3	Modélisation de la structure	60
IV.3.1	Introduction	60
IV.3.2	Modélisation de la rigidité.....	60
IV.3.3	Modélisation de la masse	61
IV.4	Etude sismique	62
IV.4.1	Introduction	62
IV.4.2	Choix de la méthode de calcul.....	62
IV.4.3	Effort tranchant à la base.....	65
IV.4.4	Estimation de la période fondamentale de la structure « T »	66
IV.4.5	Vérification des déplacements inter étage.....	67
IV.5	Résultats de l'analyse dynamique du modèle	68
IV.5.1	Modèle initial	68

SOMMAIRE

IV.5.2	Modèle final	71
IV.6	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre).....	73
IV.7	Justification du choix du coefficient de comportement.....	74
IV.8	Conclusion.....	75

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.1	Introduction	76
V.2	Ferraillage des poteaux.....	76
V.2.1	Introduction	76
V.2.2	Combinaisons d'actions	77
V.2.3	Recommandations du « BAEL91 modif 99 »	77
V.2.4	Recommandations des « RPA 99 modif 2003 ».....	77
V.2.5	Méthode de calcul	78
V.5.1.1	Utilisation du logiciel BAELR/SOCOTEC	78
V.2.6	Calcul du ferraillage	79
V.2.7	Choix des armatures	81
V.2.8	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	81
V.2.9	Vérification de la contrainte de cisaillement.....	82
V.2.10	Ferraillage transversal des poteaux	84
V.2.11	Longueur de recouvrement.....	85
V.3	Ferraillage des poutres.....	87
V.3.1	Introduction	87
V.3.2	Les combinaisons d'actions.....	87
V.3.3	Recommandations des règlements	87
V.3.4	Calcul du ferraillage	87
V.3.5	Vérifications	88
V.3.5.1	Condition de non-fragilité.....	88
V.3.5.2	Espacement	88
V.3.5.3	Effort tranchant	89
V.3.5.4	Contraintes à l'E.L. S.....	89
V.3.5.5	Flèche.....	90
V.3.6	Arrêt des barres.....	91
V.4	FERRAILLAGE DES VOILES :.....	93

SOMMAIRE

V.4.1	Voiles pleins :	93
V.4.2	Combinaison de charge.....	95
V.4.3	Ferraillage vertical	96
V.4.4	Exemple d'application.....	97
V.4.5	Ferraillage horizontal	113
V.4.6	Exemple d'application	113

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

VI.1	INTRODUCTION	117
VI.1.1	Fonctions assurées par les fondations.....	117
VI.1.2	Classification des fondations.....	117
VI.2	CALCUL DES FONDATIONS	117
VI.2.1	Radier général	118
VI.2.1.1	Introduction.....	118
VI.2.1.2	Surface nécessaire.....	118
VI.2.1.3	Pré dimensionnement de radier.....	118
VI.2.1.4	Caractéristiques géométriques du radier.....	121
VI.2.1.5	Vérification de la stabilité du radier	121
VI.2.1.6	Vérification des contraintes dans le sol	123
VI.2.1.7	Ferraillage du radier.....	125
VI.3	Etude du voile périphérique.....	132
VI.3.1	Introduction.....	132
VI.3.2	Évaluation des Charges.....	132
VI.3.3	Effort dans la Dalle [Annexe D]	132
VI.3.4	Calcul du Ferraillage.....	133
VI.3.5	Vérifications nécessaires.....	133

Conclusion générale 134

Liste des références

Annexes

Introduction Générale

Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Dans le but de préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels, les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, et la viabilité de l'ouvrage.

Afin de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation, on se propose dans le présent projet d'étudier un bâtiment R+8 en béton armé implanté en zone de forte sismicité (Blida), présentant une irrégularité en plan.

Pour ce faire, nous procéderons dans le premier chapitre par la présentation complète du projet, la définition de ces différents éléments et le choix des matériaux à utiliser. En second chapitre y'aura le pré dimensionnement des éléments principaux tels que les poteaux, les poutres. Le troisième chapitre concernera le calcul des éléments secondaires. L'objet du quatrième chapitre Sera l'étude sismique conçu par un logiciel La cinquième étape consiste de ferrailer tous les éléments résistants et enfin la dernière partie sera dédiée pour la conception de l'infrastructure.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

Dans notre mémoire nous étudions un bâtiment en béton armé qui est conçu d'un RDC + 8 étages, A usage unique d'habitation situé à la commune de **Benimessous Bouzarea** dans la wilaya d'**Alger** qui est classée comme zone de forte sismicité (zone III) selon le classement des zones établit par les Règlements Parasismique Algérienne (RPA 99 version 2003). Notre étude comporte trois grandes parties :

- Le pré dimensionnement et le calcul des éléments principales et secondaires.
- L'étude sismique du bâtiment.
- Le ferrailage des éléments principaux (poteaux, poutres, voiles, fondations).

Tous les calculs sont effectués de manière à respecter :

- Le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003
- Le BAEL 91 m99

I.2 Présentation de l'ouvrage

Ce bâtiment fait partie du projet « **Promotionnels** » à Benimessous Bouzarea dans la Wilaya d'Alger

Le bâtiment est composé :

- D'un RDC et 8 étages à usage d'habitations
- Une terrasse inaccessible aux publics.

I.2.1 Dimensions de l'ouvrage en élévation

- Hauteur totale du bâtiment..... **$H_T = 27,54m$** .
- Hauteur rez-de-chaussée **$H_{RDC} = 3,06m$** .
- Hauteur de l'étage courant **$H_e = 3,06 m$** .

I.2.2 Dimensions de l'ouvrage en plan

- Longueur totale en plan (suivant l'axe local **x-x**) **$L = 27,90 m$** .
- Largeur totale en plan (suivant l'axe local **y-y**) **$L = 20,20m$** .

I.3 Conception de la structure

I.3.1 Ossature de l'ouvrage

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.3.2 Planchers

On va travailler par 2 types de planchers :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

- **Planchers corps creux**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de **60 cm** de corps creux (**hourdis**) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de **4 ou 5 cm**.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

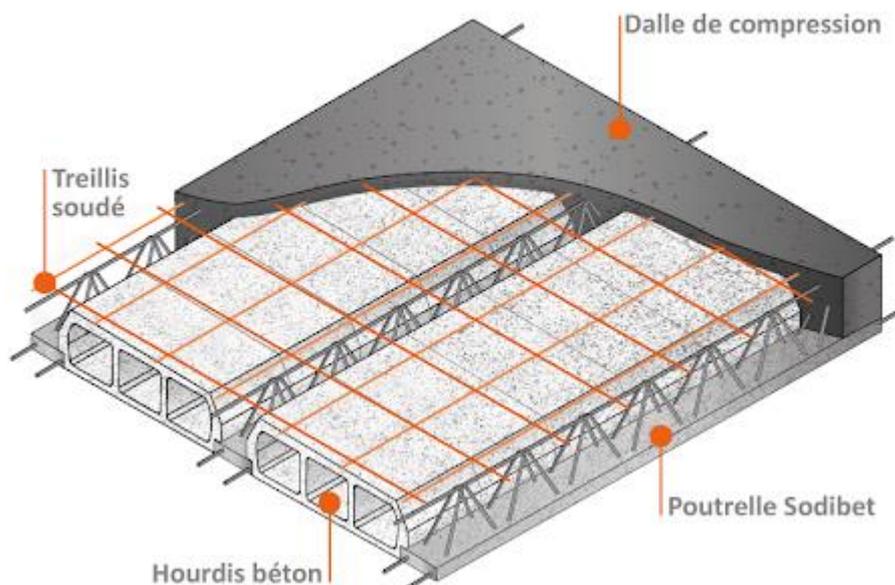


Figure I. 1: Schéma Plancher à corps creux

- **Planchers dalle pleine**

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.3.3 Poteaux

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

Dans notre cas on va travailler par 1 seul type de poteaux le poteau rectangulaire.

I.3.4 Poutres

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :

- Poutres principales.
- Poutres secondaires.

I.3.5 Classification du bâtiment

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le "**groupe 2**" selon le RPA, car il est uniquement à usage d'habitations et sa hauteur ne dépasse pas les **48 m**.

I.3.6 Maçonnerie

a. Murs extérieurs

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de **10 cm** d'épaisseur avec une lame d'air de **5 cm** (10+5+10).

b. Murs intérieurs

Ils sont réalisés en briques creuses de **10 cm** d'épaisseur.



Figure I. 2: Brique creuse

I.3.7 Revêtement

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

I.3.8 Escaliers

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

On a **1** type d'escalier :

- Escaliers à **2** volées.

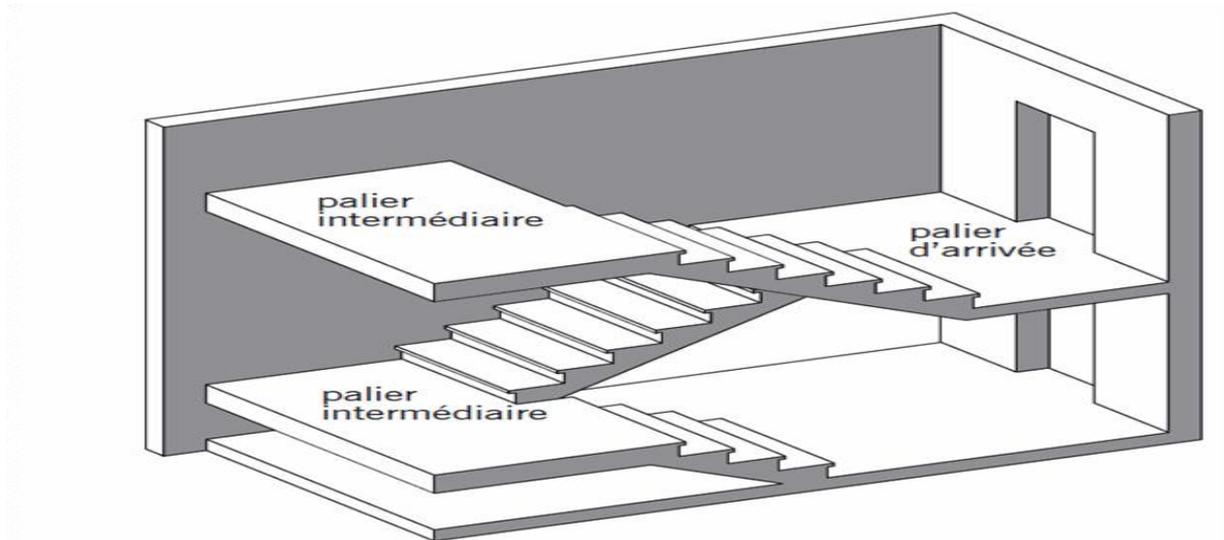


Figure I. 3: Escalier à 2 volées

I.3.9 Caractéristique du sol

La structure est implantée sur **un sol ferme**, de contrainte admissible de **2,5 bars**.

I.4 Caractéristiques des matériaux

Les matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé **BAEL91/99**.

I.4.1 Le Béton

a. Composition du béton

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

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

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps (durabilité).

b. Résistances du béton

• Résistance à la compression

Le béton est défini par sa résistance à la compression à **28 jours**. Cette dernière est notée par f_{c28}

$$j < 28 \text{ jours} : f_{cj} = 0,658 \times f_{c28} \times \text{Log } 10 (j + 1)$$

$$j > 28 \text{ jours} : f_{cj} = f_{c28} \quad [1]$$

$$j \gg 28 \text{ jours} : f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$$

La résistance de notre béton est prise égale à $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$. Elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre **16 cm** (section **200 cm²**) et de hauteur **32 cm**.

• Résistance du béton à la traction

Elle est déterminée par plusieurs essais, La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$- f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} \text{ (MPa)} \quad [1]$$

Pour le cas de notre structure on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression f_{c28} et à la traction f_{t28} telle que :

$$- f_{c28} = 25 \text{ MPa} \text{ donc } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

a. Module de déformation longitudinale

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

• **Module de déformation instantanée "E_{ij}"**

Pour des charges a courte durée :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{F_{cj}} \quad \rightarrow \quad E_{i\ 28} = 32164,19 \text{ MPA}$$

• **Module de déformation longitudinale différée "E_{vj}"**

Pour des charges de longue durée d'application, on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{F_{cj}} \quad \rightarrow \quad E_{v\ 28} = 10818,86 \text{ MPA}$$

b. Coefficient de Poisson

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale. Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

- **ELU** : $\nu = 0$ Calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **ELS** : $\nu = 0.2$ Calcul des déformations (béton non fissuré).

c. Poids volumique

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

• **Les contraintes Limites**

1. Les contraintes à l'Etat limitent ultime « E.L.U »

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage ; dans ce cas, la contrainte est définie par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times F_{cj}}{\gamma_b \times \theta} \quad [1]$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$

θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application des charges :

- $\theta = 1$, si la durée est supérieure à 24h.
- $\theta = 0,9$ dans le cas contraire.

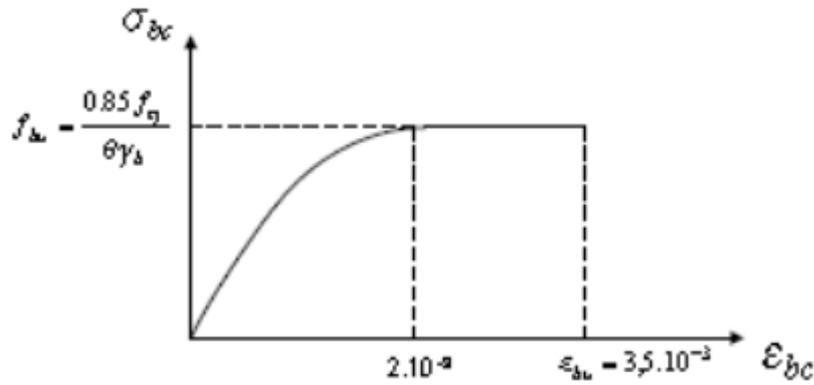


Figure I. 4: Diagramme Contraintes -Déformations du béton

2. Les contraintes à l'Etat 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 en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

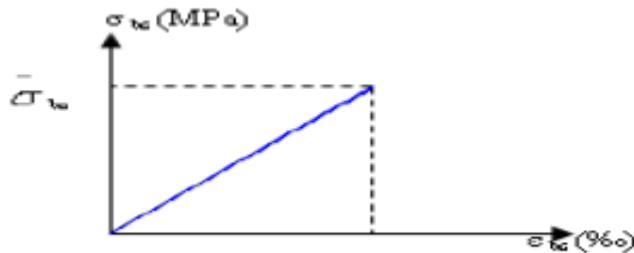


Figure I. 5: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

I.4.2 Acier

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

a. Les limites lisses (R.L)

- Barres à haute adhérence (H.A) : **f e= 500 MPa**

- Treillis soudés (T.S) : $f_e = 520 \text{ MPa}$

b. Module d'élasticité des aciers

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

$E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ Mpa}$

c. Contrainte limite

- **Etat limite ultime ELU**

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte déformation de **la figure (I.7)**.

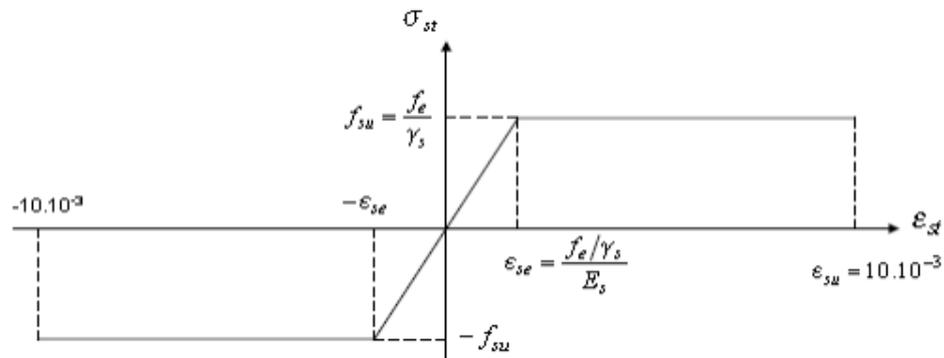


Figure I. 6: Diagramme contrainte déformation d'acier

Avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier. $\epsilon_s = \Delta L / L$

σ_s : Contrainte de l'acier : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

- **Etat limite de service ELS**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{st}} = \xi = \min (2/3 f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_t}))$.
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{st}} = 0,8 \xi$.
- η : Coefficient de fissuration.
- $\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).
- $\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA). Avec : $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

d. Le coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté **n** est le rapport : $n = \frac{\epsilon_b}{\epsilon_s} = 15$

- **n** : Le coefficient d'équivalence.
- **ϵ_s** : Module de déformation de l'acier.
- **ϵ_b** : Module de déformation de béton.

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience ; il sera fait selon le **RPA99 version 2003** et le **BAEL91 m99**. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

II.2 Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante ;
- Dalle pleine pour les balcons et certaine partie des planchers.

II.2.1 Plancher à Corps Creux

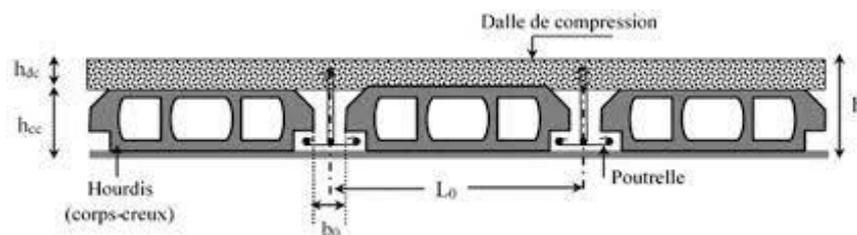


Figure II. 1: Schéma Plancher à corps creux

La hauteur du plancher h_t doit vérifier la condition de la flèche suivante :

$$H_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad (\text{condition de la flèche}) \quad [1]$$

Avec :

- L : longueur entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles
- H_t : hauteur totale planché

Dans notre projet le panneau le plus défavorable c'est ce du salon

L'entre axe verticale est de : 4,25 m

L'entre axe horizontale est de : 4,25 m

D'ici on peut constater le sens porteur des poutres il est dans le sens **vertical**

On aura alors :

$$L = 425 - 30 = 395 \text{ cm}$$

$$H_t \geq (425 / 22,5) = 17,55 \text{ cm}$$

Conclusion

On va prendre l'épaisseur de 16+5

$$h_t = 21 \text{ cm}$$

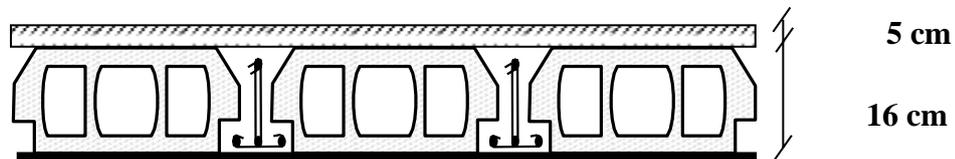


Figure II. 2: Schéma de la dalle

16 cm : hauteur du corps-creux.

5 cm hauteur de la dalle de compression.

II.2.2 Balcon (dalle pleine)

L'épaisseur de la dalle des balcons (qui est en console) est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

L : c'est la portée libre du balcon

Dans notre cas $L_0 = 1,2 \text{ m}$

$$e \geq (1,2 / 10) = 0,12 \text{ m} = 12 \text{ cm} \text{ on va prendre } e = 15 \text{ cm}$$

II.3 Pré dimensionnement des poutres

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes :

$$L/15 \leq h \leq L/10 :$$

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

L : la plus grande portée des poutres. Tout en respectant les conditions du RPA99 modifié 2003 (**article 7.5.1**) relative au coffrage des poutres à savoir :

$$b \geq 20$$

$$H \geq 30$$

$$h/b \leq 3$$

A. Poutres principales

$$L_{\max} = 425 - 40 = 385$$

$$(385/15) \leq h \leq (385/10) \quad 25,33 \text{ cm} \leq h \leq 38,5 \text{ cm}$$

On va prendre **h = 35 cm**

$$\text{La largeur sera donc } 0,3 * 35 \leq b \leq 0,7 * 35 \quad 10,5 \text{ cm} \leq b \leq 24,50 \text{ cm}$$

On va prendre **b = 30 cm**

B. Poutres secondaires

$$L_{\max} = 425 - 40 = 385$$

$$(385/15) \leq h \leq (385/10) \quad 25,33 \text{ cm} \leq h \leq 38,5 \text{ cm}$$

On va prendre **h = 35 cm**

$$\text{La largeur sera donc } 0,3 * 35 \leq b \leq 0,7 * 35 \quad 10,5 \text{ cm} \leq b \leq 24,50 \text{ cm}$$

On va prendre **b = 30 cm**

Tableau II. 1: Vérification selon le RPA

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaire	Vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	$h = 35 \text{ cm}$	$h = 35 \text{ cm}$	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	$b = 30 \text{ cm}$	$b = 30 \text{ cm}$	Vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4$	$\frac{h}{b} = 1,16$	$\frac{h}{b} = 1,16$	Vérifiée

Conclusion

On va opter pour la section $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ pour les poutres principales

On va opter pour la section $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ pour les poutres secondaires

II.4 Pré dimensionnement des poteaux

$$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPA}$$

1) Charges permanentes

- Plancher terrasse (inaccessible)

Tableau II. 2: Charge de plancher terrasse

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (kN/m^3)	e (m)	Poids (kN/m^2)
Couche de gravier	17	0,05	0,85
Etanchiété multicouche			0,12
Béton en forme de pente	22	0,1	2,2
Hourdis et table de compression (16+5)		0,21	2,8
Isolation thermique	04	0,04	0,16
Enduit sous plafond	10	0,02	0,2
			$G_t = 6,34 kN/m^2$

La charge permanente totale qu'on a est $G = 6,34 kN/m^2$

- Plancher étage

Tableau II. 3: Charge de plancher pour chaque étage.

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (kN/m^3)	e (m)	Poids (kN/m^2)
Carrelage scellé	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Couche de sable	18	0,03	0,54
Dalle en corps creux		0,21	2,8
Enduit plâtre		0,02	0,2
Cloiso de separation	10	0,1	1
			$G_t = 5,38 kN/m^2$

La charge permanente totale qu'on a est $G = 5,38 kN/m^2$.

- **Mur extérieur**

Tableau II. 4: Charge du mur extérieur

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (kN/m^3)	e (m)	Poids (kN/m^2)
Enduit de plâtre	10	0.02	0,2
Briques creuses	09	0.15	1,35
Briques creuses	09	0,1	0,9
Enduit de ciment	18	0.02	0,36
Lame d'air		0,1	00,0
			$G_t = 2,81 kN/m^3$

La charge permanente totale qu'on a est $G = 2.81 kN/m^2$.

- **Dalle pleine (balcon)**

Tableau II. 5: Charge de la dalle pleine (balcon)

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (kN/m^3)	e (m)	Poids (kN/m^2)
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	22	0,02	0,44
Couche de sable	18	0,03	0,54
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit en ciment	18	0,02	0,36
			$G_t = 5,53 kN/m^3$

La charge permanente totale qu'on a est $G = 5,53 kN/m^2$.

2) Charges d'exploitations

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher terrasse accessible est $Q = 1.0 kN/m^2$.

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher terrasse accessible et d'étage courant est RDC $Q = 1.5 kN/m^2$.

La charge d'exploitation à prendre pour les balcons est $Q = 3.5 kN/m^2$.

- **Descente de charges**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol. On effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

- **Loi de dégression**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissent simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste dans notre cas à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5 Q. [3]

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau,

La dégression des charges:

Q_0	Q_0
Q	Q_0+Q
$0.9Q$	$Q_0+Q+0.9Q$
$0.8Q$	$Q_0+Q+0.9Q+0.8Q$
$0.7Q$	$Q_0+Q+0.9Q+0.8Q+0.7Q$
$0.6Q$	$Q_0+Q+0.9Q+0.8Q+0.7Q+0.6Q$
$0.5Q$	$Q_0+Q+0.9Q+0.8Q+0.7Q+0.6Q+0.5Q$
$0.5Q$	$Q_0+Q+0.9Q+0.8Q+0.7Q+0.6Q+0.5Q +0.5Q$
$0.5Q$	$Q_0+Q+0.9Q+0.8Q+0.7Q+0.6Q+0.5Q +0.5Q+0.5Q$

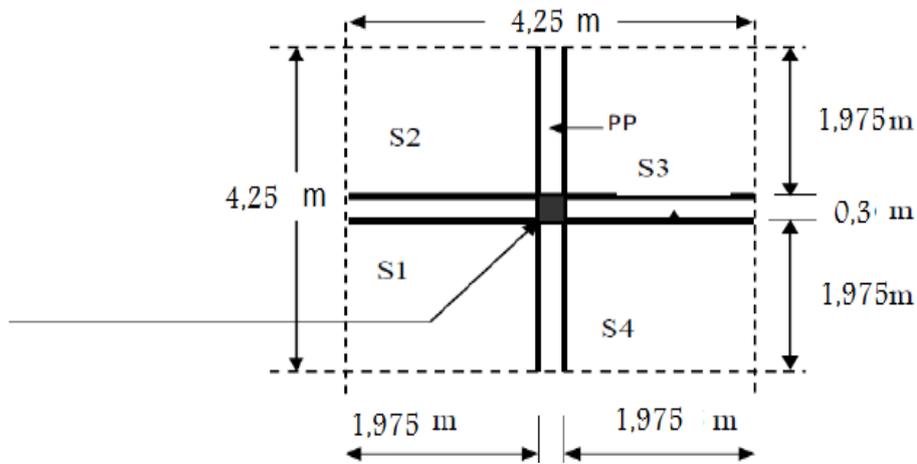
les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficient).

Calcul de la descente de charges

On doit tout d'abord choisir le poteau le **plus sollicité** poteaux :

- Poteau centrale
- Poteau d'angle
- Poteau Rive

Surface d'influence du poteau

Le poteau central**Figure II. 3:** Schéma de la surface (poteau central)

$$S_1 = (1,975 * 1,975) = 3,9 \text{ m}^2$$

$$S_2 = S_3 = S_4 = S_1$$

$$S_t = 18,06 \text{ m}^2$$

a) Charge permanente revenant à chaque plancher

Plancher terrasse : $G = 6,38 \text{ kN/m}^2$

Plancher étage et RDC : $G = 5,38 \text{ kN/m}^2$

b) Poids de chaque plancher

Plancher terrasse : $P = 6,38 * 18,06 = 115,22 \text{ kN}$

Plancher étage-RDC : $P = 5,38 * 18,06 = 98,9 \text{ kN}$

c) Poids de chaque poutre

Poutre principale : $P = (0,3 * 0,35) * 25 * 3,85 = 10,11 \text{ Kn}$

Poutre principale : $P = (0,3 * 0,35) * 25 * 3,85 = 10,11 \text{ Kn}$

Poids totales des poutres : $P_t = (10,11 + 10,11) = 20,22 \text{ Kn}$

d) Surcharges d'exploitations Q

$Q_{\text{terrasse}} = (1 * 18,06) = 18,06 \text{ Kn}$

$Q_{\text{(Étages-RDC)}} = (1,5 * 18,06) = 27,09 \text{ Kn}$

e) Poids des poteaux

On doit d'abord fixer leurs dimensions minimales selon le **RPA** on a la wilaya d'**Alger** située dans la zone **III**

Donc on propose les dimensions suivantes :

b = 30 cm

h = 30 cm

$G_{\text{ poteau RDC + Etages}} = (0,3 * 0,3) * 3,06 * 25 = 6,88 \text{ Kn}$

Tableau II. 6: Charge et surcharge de chaque étage (poteau central)

ETAGES	Niveau	DESIGNATION DES ELEMENTS	G (kN)	Q (kN)
8ème ETAGES	N3	Poids du plancher terrasse Poids des Poutres PP+PSPoids + Poteau	115,22 20,22 6,88 142,32	18,06
7ème ETAGES	N4	N1 +Poids du plancher étage Poids des Poutres PP+PSPoids + Poteau	142,32 98,9 20,22 6,88 268,32	45,15
6ème ETAGES	N5	N4 X	268,32 126 394,32	69,53
5ème ETAGES	N6	N5 X	394,32 126 513,44	91,20
4ème ETAGES	N7	N6 X	513,44 126 639,44	110,17
3ème ETAGES	N8	N7 X	639,44 126 765,44	126,42
2ème ETAGES	N9	N8 X	765,44 126 891,44	139,97
1 ^{er} ETAGES	N10	N9 X	891,44 126 1017,44	153,51
RDC	N11	N10 X	1017,44 126 1136,56	167,06
TOTAL		/	1136,56	167,06

Le poteau de rive :

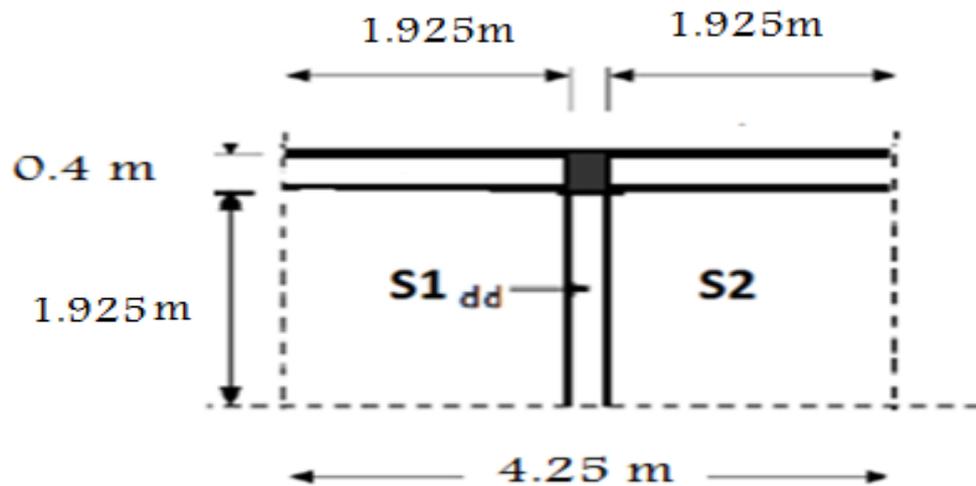


Figure II. 4: Schéma de surface (poteau de rive)

$$S_1 = (1,925 * 1,925) = 3,70 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (1,925 * 1,925) = 3,70 \text{ m}^2$$

$$S_t = 7,41 \text{ m}^2$$

a) Poids de chaque plancher :

$$\text{Plancher terrasse : } P = 6,34 * 7,41 = 46,98 \text{ kn}$$

$$\text{Plancher étage-RDC : } P = 5,38 * 7,41 = 39,86 \text{ Kn}$$

b) Poids de chaque poutre :

$$\text{Poutre principale : } P = (0,3 * 0,35) * 25 * 3,85 = 10,11 \text{ kN}$$

$$\text{Poutre secondaires : } P = (0,3 * 0,35) * 25 * 1,925 = 5,05 \text{ kN}$$

$$\text{Poids totales des poutres : } P_t = (6,135 + 12,27) = 15,15 \text{ Kn}$$

c) Surcharges d'exploitations Q :

$$Q_{\text{terrasse}} = (1 * 7,41) = 7,41 \text{ kn}$$

$$Q_{(\text{Etages} + \text{Rdc})} = (1,5 * 7,41) = 11,12 \text{ kN}$$

Tableau II. 7: Charger et surcharge de chaque étage (poteau de rive)

ETAGES	Niveau	DESIGNATIONDES ELEMENTS	G (kN)	Q (kN)
8ème ETAGES	N1	Poids du plancher terrasse Poids des Poutres PP+PS Poids du Poteau	46,98 15,15 15,15 6,88 69,01	7,41
7ème ETAGES	N2	N1 + Poids du plancher étage Poids des Poutres PP+PS Poids du Poteau	69,01 39,38 15,15 6,88 130,42	18,53
6ème ETAGES	N3	N2 X	130,42 61,03 191,83	28,53
5ème ETAGES	N4	N3 X	191,83 61,03 246,36	37,42
4ème ETAGES	N5	N4 X	246,36 61,03 307,77	45,20
3ème ETAGES	N6	N5 X	307,77 61,03 369,1	51,87
2ème ETAGES	N7	N6 X	369,18 61,03 430,59	57,43
1 ^{er} ETAGES	N8	N7 X	430,59 61,03 492,00	62,99
RDC	N9	N8 X	492,00 61,03 546,53	68,54
TOTAL		/	546,53	68,54

Le poteau d'angle :

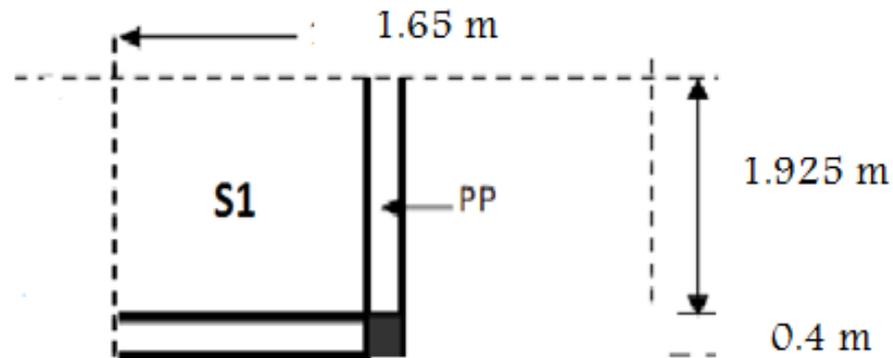


Figure II. 5: Schéma de surface (poteau d'angle)

$$S_1 = (1.65 * 1.925) = 3.176 \text{ m}^2$$

$$S_t = 3.17 \text{ m}^2$$

a) Poids de chaque plancher :

$$\text{Plancher terrasse : } P = 6.34 * 3.17 = 20.10 \text{ kn}$$

$$\text{Plancher étage-RDC : } P = 5.38 * 3.17 = 17.05 \text{ Kn}$$

b) Poids de chaque poutre :

$$\text{Poutre principale : } P = (0,3 * 0,35) * 25 * 1.925 = 5.05 \text{ Kn}$$

$$\text{Poutre secondaires : } P = (0,3 * 0,35) * 25 * 1.65 = 4.33 \text{ Kn}$$

$$\text{Poids totales des poutres : } P_t = (5,05 + 4,33) = \mathbf{9.38 \text{ kn}}$$

c) Surcharges d'exploitations Q :

$$Q_{\text{terrasse}} = (1 * 3.17) = 3.17 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{(Étages)}} = (1,5 * 3.17) = 4,755 \text{ Kn}$$

Tableau II. 8: Charge et surcharge de chaque étage (poteau d'angle)

ETAGES	Niveau	DESIGNATION DES ELEMENTS	G (kN)	Q (kN)
8ème ETAGES	N1	Poids du plancher terrasse Poids des Poutres PP+PS Poids du Poteau	20,1 9,38 6,88 36,36	3,17
7ème ETAGES	N2	N1 + Poids du plancher étage Poids des Poutres PP+PS Poids du Poteau	36,36 17,05 9,38 6,88 69,67	7,93
6ème ETAGES	N3	N2 X	69,67 33,31 102,98	12,20
5ème ETAGES	N4	N3 X	102,98 31,31 129,41	16,01
4ème ETAGES	N5	N4 X	129,41 33,31 162,72	19,34
3ème ETAGES	N6	N5 X	162,72 33,31 196,03	22,19
2ème ETAGES	N7	N6 X	196,03 33,31 229,34	24,57
1 ^{er} ETAGES	N8	N7 X	229,34 33,31 262,65	26,95
RDC	N9	N8 X	262,65 33,31 289,08	29,32
TOTAL	/		289,08	29,32

Poids des poteaux :

$$G_{\text{poteau étages + RDC}} = (0,3 * 0,3) * 3,06 * 25 = 6,88 \text{ kN}$$

I. Dimensionnement des poteaux

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

$$Nu(p) \leq \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

Nu : effort normal ultime (compression) = 1.35G+1.5Q

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité (α = f(λ))

λ : élancement d'EULER

i : rayon de giration

l_f : longueur de flambement

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

B : surface de la section du béton

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton γ_b = 1.5 (situation durable)

γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier γ_s = 1.15 (situation durable)

f_e : limite élastique de l'acier (f_e = 500 MPa);

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

A_s : section d'acier comprimée

B_r : section réduite d'un poteau. Obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

4.1) Pour une section rectangulaire

- moment d'inertie $I = bh^3 / 12$

- section du béton $B = a \times b$

- section réduite $B_r = ((a - 0.02) \times (b - 0.02))$

Selon le « BAEL 99 [2] » $0,2\% \leq A_s / B \leq 0,5\%$

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

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

Pour les poteaux. Il est préférable de prendre $\lambda = 35$ et $\alpha = 0,708$

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

$$B_r \geq \frac{N_u}{\left(\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{B \times \gamma_s}\right)} = 0,0652 N_u$$

Pour une zone sismique **III**. On doit avoir au minimum :

Min (a ; b) > 30 cm

Min (a ; b) > $h_e/20$

$1/4 < a/b < 4$

Avec :

- (a ; b) : dimensions de la section.
- h_e : hauteur d'étage.

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

4.2). Vérification à l'ELS

La vérification de la section à l'ELS est selon la formule suivante :

$$\sigma_{ser} = N_{ser} / (B + \eta A)_s \leq 0.6 f_{c28}$$

Avec :

- N_{ser} : Effort normal à l'ELS.
- B : Section de béton du poteau.
- A_s : Section des armatures ($A_s = 1\% B$).
- η : Coefficient d'équivalence ($\eta = E_s / E_b = 15$).
- σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation les différents termes par leur valeur, on obtient :

$$\sigma_{ser} = N_{ser} / 1.15B \leq 0.6 f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

Les Poteaux les plus sollicités sont :

- Poteau central **S = 18,06 m²**
- Poteau de rive **S = 7,41 m²**
- Poteau de cote **S = 3.17 m²**

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Le poteau central

Tableau II. 9: Choix des sections des poteaux centraux

Niveaux	Ng (Kn)	Nq (Kn)	Nu (Kn)	Br (cm ²)	RPA	Le choix
8ème étage	142,320	22,180	225,402	11,969	5,460	30x30
7ème étage	268,320	55,450	445,407	23,651	6,863	30x30
6ème étage	394,320	85,393	660,422	35,068	7,922	30x30
5ème étage	513,440	112,009	861,158	45,727	8,762	30x30
4ème étage	639,440	135,298	1066,191	56,615	9,524	30x30
3ème étage	765,440	155,260	1266,234	67,237	10,200	30x30
2ème étage	891,440	171,895	1461,287	77,594	10,809	30x30
1er étage	1017,440	188,530	1656,339	87,952	11,378	30x30
RDC	1136,560	205,165	1842,104	97,816	11,890	30x30

Vérification de critère de résistance : $NuB \leq f_u = 17\text{Mpa}$

Tableau II. 10: Vérification de critère de résistance (Poteaux centraux)

Etages	Nu (Kn)	B (cm ²)	Nu/B	f _{bu} (MPa)	Vérification	Le choix
8ème étage	225,40	900	2,50	17	225,40	900
7ème étage	445,41	900	4,95	17	445,41	900
6ème étage	660,42	900	7,34	17	660,42	900
5ème étage	861,16	900	9,57	17	861,16	900
4ème étage	1066,19	900	11,85	17	1066,19	900
3ème étage	1266,23	900	14,07	17	1266,23	900
2ème étage	1461,29	1225	11,93	17	1461,29	1225
1er étage	1656,34	1225	13,52	17	1656,34	1225
RDC	1842,10	1600	11,51	17	1842,10	1600

Le poteau de rive :

Tableau II. 11: Choix des sections des poteaux de rives

Niveaux	Ng(kN)	Nq(kN)	Nu	Br	a=b	RPA	Le choix
8ème étage	69,010	7,410	104,279	5,537	4,353	30x30	69,010
7ème étage	130,420	18,525	203,855	10,825	5,290	30x30	130,420
6ème étage	191,830	28,529	301,763	16,024	6,003	30x30	191,830
5ème étage	246,360	37,421	388,717	20,641	6,543	30x30	246,360
4ème étage	307,770	45,201	483,291	25,663	7,066	30x30	307,770
3ème étage	369,180	51,870	576,198	30,596	7,531	30x30	369,180
2ème étage	430,590	57,428	667,438	35,441	7,953	30x30	430,590
1 ^{er}	492,000	62,985	758,678	40,286	8,347	30x30	492,000
RDC	546,530	68,543	840,629	44,637	8,681	30x30	546,530

Vérification de critère de résistance : $NuB \leq f_u = 17\text{Mpa}$

Tableau II. 12: Vérification de critère de résistance (Poteaux de rives)

Niveaux	Nu	B	Nu/B	f bu	Vérification	Le choix
8ème étage	104,28	900	1,16	17	vérifiée	104,28
7ème étage	203,85	900	2,27	17	vérifiée	203,85
6ème étage	301,76	900	3,35	17	vérifiée	301,76
5ème étage	388,72	900	4,32	17	vérifiée	388,72
4ème étage	483,29	900	5,37	17	vérifiée	483,29
3ème étage	576,20	900	6,40	17	vérifiée	576,20
2ème étage	667,44	900	7,42	17	vérifiée	667,44
1 ^{er}	758,68	900	8,43	17	vérifiée	758,68
RDC	840,63	900	9,34	17	vérifiée	840,63

Poteaux d'angle :

Tableau II. 13: Choix des sections des poteaux d'angle

Niveaux	Ng(kN)	Nq(kN)	Nu	Br	a=b	RPA	Le choix
8ème étage	36,360	3,170	53,841	2,859	3,691	30x30	36,360
7ème étage	69,670	7,925	105,942	5,626	4,372	30x30	69,670
6ème étage	102,980	12,205	157,330	8,354	4,890	30x30	102,980
5ème étage	129,410	16,009	198,716	10,552	5,248	30x30	129,410
4ème étage	162,720	19,337	248,678	13,205	5,634	30x30	162,720
3ème étage	196,030	22,190	297,926	15,820	5,977	30x30	196,030
2ème étage	229,340	24,568	346,460	18,397	6,289	30x30	229,340
1 ^{er}	262,650	26,945	394,995	20,974	6,580	30x30	262,650
RDC	289,080	29,323	434,242	23,058	6,802	30x30	289,080

Tableau II. 14: Vérification de critère de résistance

Niveaux	Nu	B	Nu/B	f bu	Vérification	Le choix
8ème étage	53,84	900	0,60	17	vérifiée	30x30
7ème étage	105,94	900	1,18	17	vérifiée	30x30
6ème étage	157,33	900	1,75	17	vérifiée	30x30
5ème étage	198,72	900	2,21	17	vérifiée	30x30
4ème étage	248,68	900	2,76	17	vérifiée	30x30
3ème étage	297,93	900	3,31	17	vérifiée	30x30
2ème étage	346,46	900	3,85	17	vérifiée	30x30
1 ^{er}	395,00	900	4,39	17	vérifiée	30x30
RDC	434,24	900	4,82	17	vérifiée	30x30

II.5 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Le R.P.A. 99/2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$e \geq \max\left(\frac{he}{20}; 15\right) \text{ cm} \quad e \geq \frac{he}{20} \quad e \geq \frac{306}{20}$$

$$e \geq 15,3 \text{ cm} \quad \text{alors } e_{\min} = 20 \text{ cm}$$

$$L \geq 4e \quad L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

Avec :

L : longueur du voile

e : épaisseur du voile

h_e :Hauteur d'étage

On adopte des voiles d'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$.

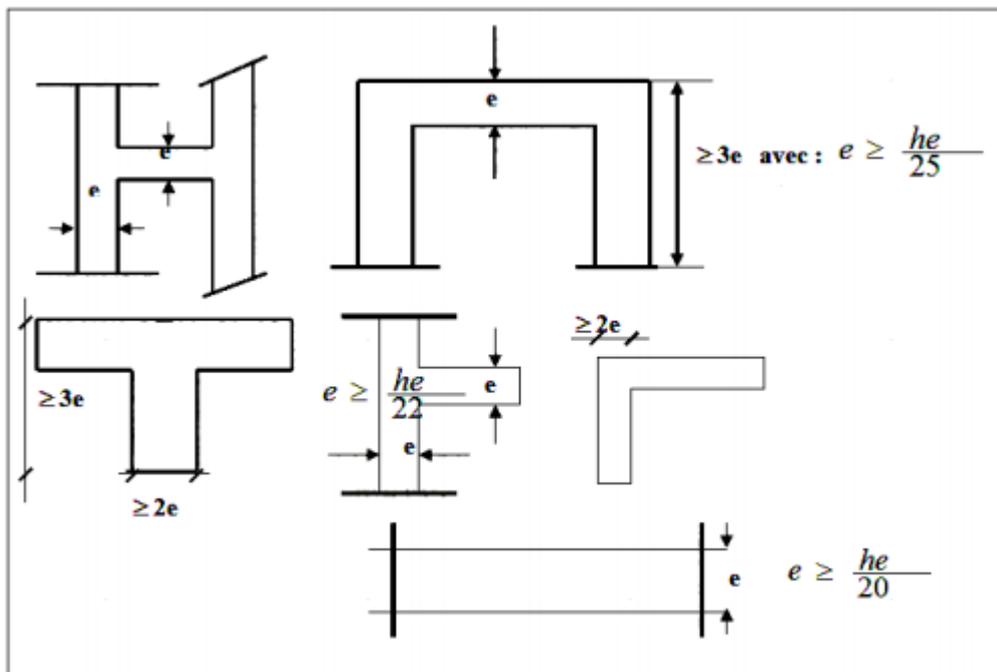


Figure II. 6: Coupes de voiles en plan (RPA 99 V 2003)

II.6 Conclusion**Tableau récapitulatif****Tableau II. 15:** Dimensions des éléments porteurs

Niveaux	Section de poteau central	Section de poutre principale	Section de poutre secondaire	Epaisseur des voiles
8^{ème} étage– 5^{ème} étage	30x30	30 x 35	30 x 35	20
4^{ème} étag–1^{er} étage	35x35	30 x 35	30 x 35	20
RDC	40x40	30 x 35	30 x 35	20

CHAPITRE III
Calcul des éléments
secondaires

III.1 Acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante.

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

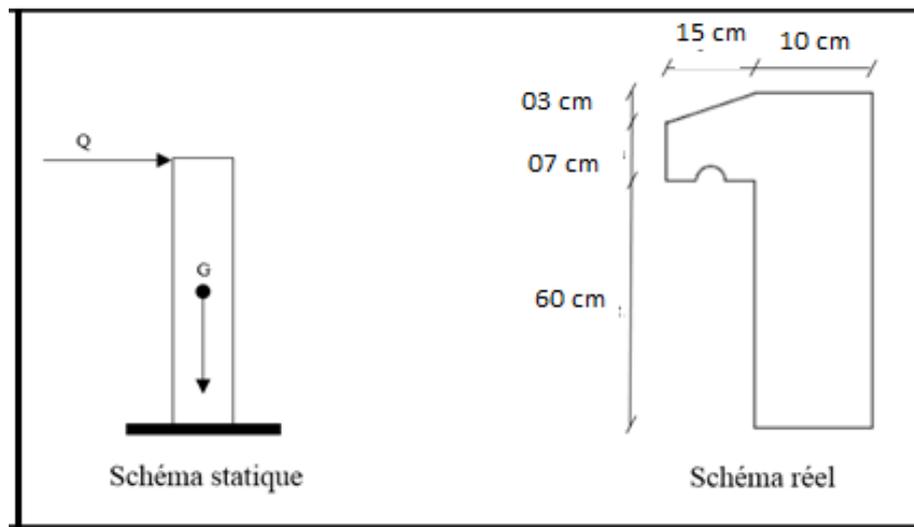


Figure III. 1: Schéma d'acrotère

Chargements de l'acrotère

$$G = \text{Surface de section longitudinal} \cdot 1 \text{ m} \cdot 25 \text{ KN/m}^3$$

$$G = \left[(0,1 \cdot 0,7) + (0,15 \cdot 0,07) + \left(\frac{1}{2} \cdot 0,03 \cdot 0,15 \right) \right] \cdot 25$$

$$G = 2,57 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \text{ KN}$$

Calcul des efforts

○ E.L.U :

- Effort normal : $N_u = 1,35 \cdot G = 1,35 \cdot 2,57 = 3,47 \text{ KN}$
- Moment d'encastrement : $M_u = 1,5 \cdot Qh \cdot h = 1,5 \cdot 2,2 \cdot 0,7 = 2,31 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $T_u = 1,5 \cdot Qh = 3,3 \text{ KN}$

○ **E.L.S :**

- Effort normal : $N_s = G = 2,57 \text{ KN}$
- Moment d'encastrement $M_s = Qh \cdot h = 2,2 \cdot 0,7 = 1,54 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant $T_s = Qh = 2,2 \text{ KN.m}$

Calcul du ferrailage

- La fissuration est considérée comme préjudiciable
- Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée
- Le calcul est fait à l'aide du programme **Socotec**

Calcul des armatures verticales○ **Calcul à l'ELU :**

Les sections calculées sont :

$h=10 \text{ cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $MU= 2.31 \text{ kN.m}$,

$NU=3.47 \text{ KN}$; $d = 0,9 h = 9 \text{ cm}$; $c = c' = 2 \text{ cm}$

$$A_{sup} = 0$$

$$A_s = 1,62 \text{ cm}^2$$

○ **Vérification :**• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \text{ bd } \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + (0,06 f_{c28}) = 0,6 + (0,06 \cdot 25) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 1000 \frac{2,1}{500} \Rightarrow A_{\min} \geq 1,09 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} \{A_{\min}, A_s\}$$

$$A = 1,62 \text{ cm}^2$$

On adopte alors $A_s = 1,62 \text{ cm}^2 = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

• **Espacement entre les barres :**

$$S_t \leq \min\{3h ; 33\} \text{cm}$$

$$S_t \leq \min\{3h ; 33\} \text{cm}$$

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

○ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4HA6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

○ **Vérfications à l'ELS :**

Le logiciel **SOCOTEC** nous donne les résultats suivants :

$$\sigma_{b\ sup} = 2,34\ MPa < \sigma_{b\ adm} = 15\ MPa \dots\dots\dots C.V.$$

$$\sigma_s = 107,05\ MPa < \sigma_{s\ adm} = 201\ MPa \dots\dots\dots C.V.$$

○ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{3,3 \cdot 10^3}{1000 \cdot 90} = 0,037\ MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min[0,15 f_{c28}/\gamma_b; 4\ MPa] \quad ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min[2,5\ MPa ; 4\ MPa]$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5\ MPa$$

D'où alors :

$$\tau_u = 0,018\ MPa < \bar{\tau}_u = 2,5\ MPa$$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

○ **Vérification au séisme :**

D'après le **RPA 99 (article 6-2-3)** les éléments de structure secondaire doivent résister à la force horizontale due au séisme indiqué comme suit

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A : coefficient d'accélération horizontale en fonction de groupe d'usage de la zone sismique
[1]

$$A = 0,25$$

C_p : Facteur de force horizontale pour l'acrotère [1]

$$C_p = 0,8$$

W_p : Poids propre de l'élément secondaire

$$W_p = 2,57\ KN$$

$$F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 2,57 \cdot 0,8 = 2,2\ KN$$

Il faut que : $F_p < 1,5 Q \Rightarrow 1,17\ KN < 1,5\ KN$

Alors l'acrotère est stable vis-à-vis de l'effet sismique

III.2 LES PLANCHERS

Introduction

Le plancher est un élément horizontal qui limite sur la verticale l'espace d'un bâtiment, Les planchers sont constitués par une dalle générale d'épaisseur constante liée à des poutres secondaires et des poutres principales, elles même liées aux éléments support (Poteaux, refends).

Un plancher d'habitation est destiné à délimiter les étages et à supporter les revêtements des sols, dont les deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique, elle doit supporter sous poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assuré complémentaiement par un faux plafond au un revêtement de sol approprié.

La structure étudiée comporte des planchers à corps creux, et une dalle pleine.

Plancher Corps Creux

Les planches de notre ouvrage sont à corps creux du type (16 + 5) *cm*. Elles sont constituées de corps creux et de la dalle de compression reposant sur des poutrelles qui sont disposées dans le sens de la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

Les planchers peuvent être préfabriqués ou coulés sur place. Nous ne nous intéresser ont ici qu'aux planchers coulés sur place.

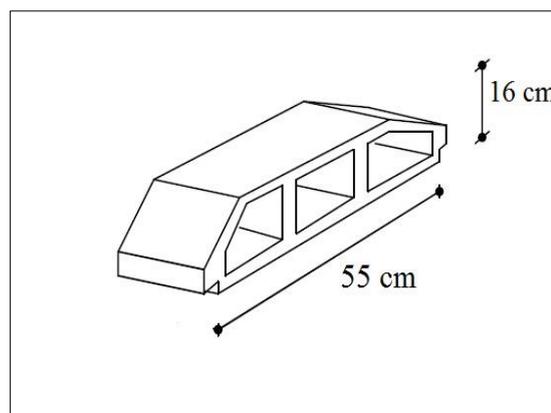


Figure III. 2: Corps Creux

Pré-dimensionnement des poutrelles

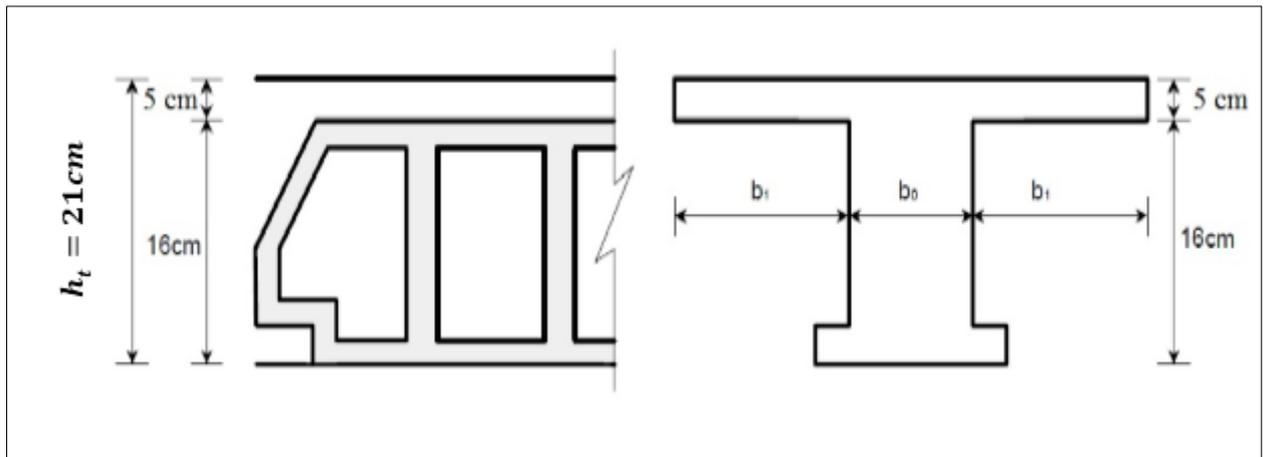


Figure III. 3: Plancher corps creux

h_t : Hauteur totale (hourdis + dalle de compression).

$$b_0 = (0,3 \div 0,5)h_t \rightarrow b_0 = (6,3\text{cm} \div 10,5\text{cm})$$

On prendra $b_0 = 10\text{cm}$

$$l_n = 55 + 10 = 65\text{cm} \text{ (Distance entre axe des poutrelles)}$$

$$b_1 = \frac{l_n - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} \rightarrow b_1 = 27,5\text{cm}$$

Méthode de calcul

On va utiliser la méthode forfaitaire.

○ **Domaine d'application :**

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct puisqu'elle évite au projeteur d'effectuer des calculs laborieux suite à l'étude des cas de surcharges défavorables. Elle est donc très pratique. Cependant, son application suppose la vérification des conditions suivantes :

- La charge d'exploitation uniformément répartie est au plus égale à **2** fois la charge permanente ou **5 KN/m²**.

$$Q \leq \min (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans la différente travée en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre **0,8** et **1,25**

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable vis-à-vis de la tenue du béton armé et de ses revêtements.

○ **Principe de la méthode :**

Son principe consiste à déterminer les moments sur appuis et les moments en travées suivant des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée de comparaison. Cette dernière est la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges. Dans cette approche de calcul, on néglige la rigidité à la flexion des poteaux supportant les poutres et raideur à la torsion dans le cas de poutre supportant des dalles ou des poutrelles.

○ **Application de la méthode :**

Soit : α le rapport des charges d'exploitation à la sommes des charges permanentes et des charges d'exploitation (charges non majorées) :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison (moment isostatique).

M_e et M_w : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis gauche et droite de la travée considérée.

M_t : Le moment maximal dans la travée considérée.

Les valeurs de M_t , M_e et M_w doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \beta M_0$ Tel que : $\beta = \max(1,05 ; 1 + 0,3\alpha)$
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ Pour une travée de rive.
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ Pour une travée intermédiaire.
- La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :
 - ✓ $0,6 M_0$ Pour une poutre à deux travées.
 - ✓ $0,5 M_0$ Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre.
 - ✓ $0,4 M_0$ Pour le cas des appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

○ Vérification des conditions d'application de la méthode :

- $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$:

Terrasse : $Q_{ter} \leq \min(2G_{ter} ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min(12,68 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{C.V}$

Etage courant : $Q_{éc} \leq \min(2G_{éc} ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(10,76 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{C.V}$

RDC : $Q_{Rdc} \leq \min(2G_{Rdc} ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(10,76 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{C.V}$

- $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$:

Travée	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5	Travée 6	Travée 7
	3,70 m	3,70 m	4,25 m	4,25 m	4,20 m	3,7 m	3,7 m
$\frac{L_i}{L_{i+1}}$	1	0,87	1	1,01	1,13	1	

- $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \dots\dots\dots\text{C.V}$
- Les moments d'inertie sont les mêmes dans toutes les travées.....C.V
- La fissuration est peu préjudiciable.....C.V

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

On exprime les moments maximums en travée M_t et sur appuis (M_w, M_s) en fonction du moment fléchissant M_0 qui est la valeur maximale du moment dans la travée indépendante de même portée et de même chargement (évalue L'ELU)

Q: Charge d'exploitation.

G: Charge permanente

$$q = 1,35G + 1,5Q, \text{ et } P = 0,65. q$$

0,65m : Est la largeur de la table de compression de la poutrelle, on la multiplié par q pour rendre en mètre linéaire.

Avec :

$M_0 = \frac{PL^2}{8}$: Moment fléchissant isostatique dans la travée indépendante de même porté et de même chargement que la travée considérée.

$V_0 = \frac{PL}{2}$: Effort tranchant isostatique (travée indépendante).

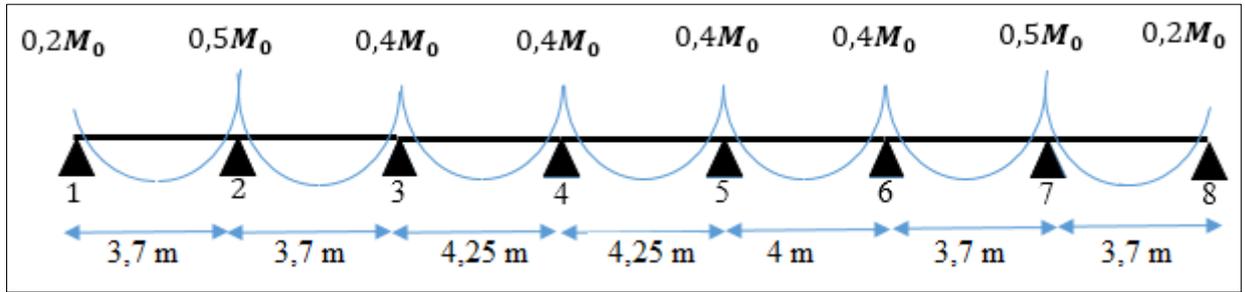


Figure III. 4: Moment fléchissant sur appuis

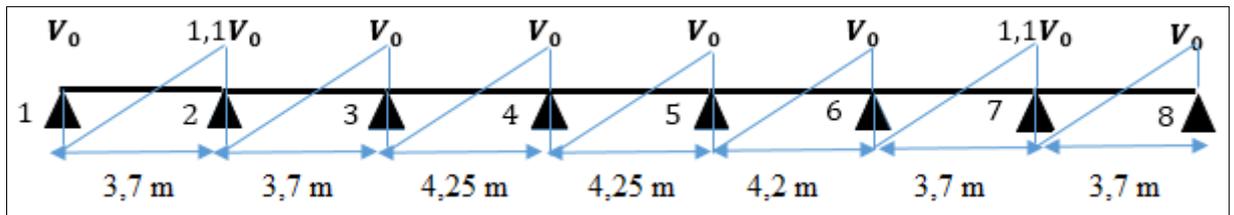


Figure III. 5: Effort tranchant sur appuis

Plancher terrasse

- Calcul les moments et les efforts tranchants (ELU) :

Les charges : $\begin{cases} G = 6,34 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

$q = 1,35G + 1,5Q = 10,06 \text{ KN/m}^2$

$P = 0,65 \cdot q = 6,54 \text{ KN/ml}$

$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,136$

$\beta = \max(1,05 ; 1 + 0,3\alpha) = 1,05$

Tableau III. 1: Evaluation des moments de plancher terrasse ELU

Travée (m)	3,7		3,7		4,25		4,25		4,2		3,7		3,7	
Appuis	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6	6	7	7	8
M_0 (KN.m)	11,19		11,19		14,77		14,77		14,42		11,19		11,19	
M_a (KN.m)	M_w	M_e												
	2,24	5,59	5,59	4,48	5,9	5,9	5,9	5,9	5,77	5,77	4,48	5,59	5,59	2,24
M_t (KN.m)	6,94		5,82		7,69		7,69		7,5		5,82		6,94	
$M_{t\ cond}$ (KN.m)	7,83		6,71		9,61		9,61		9,37		6,71		7,83	

Donc les moments max à ELU sont :

$$M_{t(max)} = 9,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{a(max)} = 5,9 \text{ KN.m}$$

Tableau III. 2: Evaluation des efforts tranchants de plancher terrasse ELU

Travée (m)	3,7		3,7		4,25		4,25		4,2		3,7		3,7	
Appuis	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6	6	7	7	8
V_0 (KN)	12,1		12,1		13,9		13,9		13,73		12,1		12,1	
V_a (KN)	V_0	$1,1V_0$	$1,1V_0$	V_0	$1,1V_0$	$1,1V_0$	V_0							
	12,1	13,3	13,31	12,1	13,9	13,9	13,9	13,9	13,73	13,73	12,1	13,31	13,31	12,1

Donc :

$$V_{a(max)} = 13,9 \text{ KN}$$

○ **Calcul les moments (ELS) :**

$$\text{Les charges : } \begin{cases} G = 6,34 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q = G + Q = 7,34 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 0,65 \cdot q = 4,77 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,136$$

$$\beta = \max(1,05 ; 1 + 0,3\alpha) = 1,05$$

Tableau III. 3: Evaluation des moments de plancher terrasse ELS

Travée (m)	3,7		3,7		4,25		4,25		4,2		3,7		3,7	
Appuis	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6	6	7	7	8
M_0 (KN.m)	8,16		8,16		10,77		10,77		10,36		8,16		8,16	
M_a (KN.m)	M_w	M_e												
	1,63	4,08	4,08	3,26	4,31	4,31	4,31	4,31	4,14	4,14	3,26	4,08	4,08	1,63
M_t (KN.m)	5,06		4,25		5,6		5,6		5,39		4,25		5,06	
$M_{t cond}$ (KN.m)	5,71		4,90		7		7		6,74		4,9		5,71	

Donc les moments max à ELS sont :

$$M_{t(max)} = 7 \text{ KN.m}$$

$$M_{a(max)} = 4,31 \text{ KN.m}$$

○ **Ferraillage de poutrelle : (ELU)**

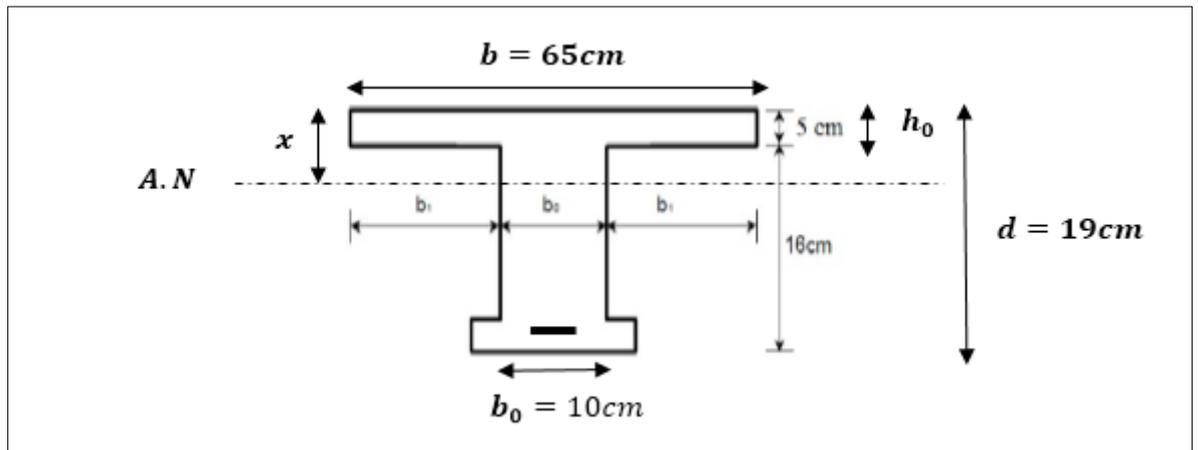


Figure III. 6: dimensions de la poutrelle

On utilise le logiciel **Socotec** pour calculer le ferraillage de la poutrelle :

• **Ferraillage en travée :**

Rapport Socotec :

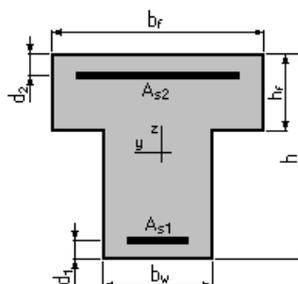
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 25.0$ (MPa) Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b_f = 65.0 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 10.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 21.0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	9.61	0.00
Etat Limite de Service	7	

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 1,21 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 0.3 \text{ (cm}^2\text{)}$

Cas ELS $M_{\max} = 7 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Position de l'axe neutre : $y = 3 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 4.17 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier : Tendue : $\sigma_s = 330,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \text{ lim}} = 500.0 \text{ (MPa)}$

Ferraillage en appuis :

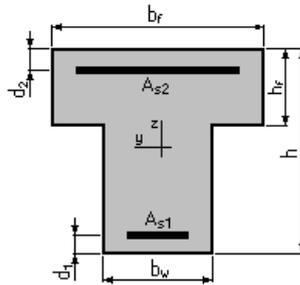
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 25.0 \text{ (MPa)}$ Acier : $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b_f = 65.0 \text{ (cm)}$

$b_w = 10.0 \text{ (cm)}$

$h = 21.0 \text{ (cm)}$

$h_f = 5.0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$

$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-5,9	0.00
Etat Limite de Service	-4,31	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

1. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,74 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 0.3 \text{ (cm}^2\text{)}$

Cas ELS $M_{max} = -4,31 \text{ (kN*m)}$ $M_{min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Position de l'axe neutre : $y = -2 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 3,19 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier : Tendue : $\sigma_s = 328,7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \text{ lim}} = 500.0 \text{ (MPa)}$

Ce tableau résume notre choix pour la poutrelle du plancher terrasse :

Tableau III. 4: Choix de section d'armature

	$A_s(cm^2)$	Choix	$A_s \text{ adopté}(cm^2)$
Ferraillage en travée	1,21	3HA10	2,36
Ferraillage en appuis	0,74	2HA10	1,57

○ **Calcul des armatures transversales et de l'espacement :**

• **Diamètre des armatures transversales :**

Selon le CBA.93 : le Diamètre ϕ_t des armatures transversales d'âme d'une poutre est donnée par l'inégalité suivante :

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min (6 ; 10 ; 10) mm$$

On prend :

$$\phi_t = 6 \text{ mm}$$

• **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

Selon le CBA.93 :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm)$$

$$S_t \leq \min(17,1cm; 40cm)$$

On prend : $S_t = 16 \text{ cm}$

Selon RPA99/version2003 :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l \right)$$

$$S_t \leq \min(5,25; 12) \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 5 \text{ cm}$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq 10,5 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Section d'armatures transversales :

Selon CBA.93 :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 b_0 S_t}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \cdot 100 \cdot 160}{500}$$

$$A_t \geq 0,13 \text{ cm}^2$$

- Vérification RPA :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t \geq 0,003 b_0 S_t$$

$$A_t \geq 0,3 \text{ cm}^2$$

Donc pour les armatures transversales on adopte :

- $2\phi 6 \Rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$
- $S_t = 5 \text{ cm}$ Zone nodale
- $S_t = 10 \text{ cm}$ Zone courante

- Vérifications :

- Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable, donc il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Pour la fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = \min(3,33 \text{MPa}; 5 \text{MPa}) = 3,33 \text{MPa} .$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

$$\tau_u = \frac{13,9 \cdot 1000}{100 \cdot 190}$$

$$\tau_u = 0,73 \text{MPa}$$

Donc la condition : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ est vérifiée.

- Condition de non fragilité :

Travée : $A_{min} \geq 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}$, $A_{min} \geq 0,23 \cdot 650 \cdot 190 \frac{2,1}{500} = 1,19cm^2 < A_s = 2,36 cm^2 \dots CV$

Appuis : $A_{min} \geq 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}$, $A_{min} \geq 0,23 \cdot 650 \cdot 190 \frac{2,1}{500} = 1,19cm^2 < A_s = 1,57cm^2 \dots CV$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

Plancher étage courant

- Calcul les moments et les efforts tranchants (ELU) :

Les charges : $\begin{cases} G = 5,38 KN/m^2 \\ Q = 1,5 KN/m^2 \end{cases}$

$q = 1,35G + 1,5Q = 9,51 KN/m^2$

$P = 0,65 \cdot q = 6,18 KN/ml$

$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,211$

$\beta = \max(1,05 ; 1 + 0,3\alpha) = 1,06$

Tableau III. 5: Evaluation des moments de plancher étage courant ELU

Travée (m)	3,7		3,7		4,25		4,25		4,2		3,7		3,7	
Appuis	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6	6	7	7	8
M_0 (KN.m)	10,57		10,57		13,95		13,95		13,62		10,57		10,57	
M_a (KN.m)	M_w	M_e												
	2,11	5,28	5,28	4,23	5,58	5,58	5,58	5,58	5,45	5,45	4,23	5,28	5,28	2,11
M_t (KN.m)	6,68		5,62		7,42		7,42		7,24		5,62		6,68	
$M_{t cond}$ (KN.m)	7,51		6,45		9,21		9,21		8,98		6,45		7,71	

Donc les moments max à ELU sont :

$M_{t(max)} = 9,21 KN.m$

$M_{a(max)} = 5,58 KN.m$

Tableau III. 6: Evaluation des efforts tranchants de plancher étage courant ELU

Travée (m)	3,7		3,7		4,25		4,25		4,2		3,7		3,7	
Appuis	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6	6	7	7	8
V_0 (KN)	11,43		11,43		13,13		13,13		12,98		11,43		11,43	
V_a (KN)	V_0	$1,1V_0$	$1,1V_0$	V_0	$1,1V_0$	$1,1V_0$	V_0							
	11,4	12,57	12,57	11,4	13,13	13,13	13,13	13,13	12,98	12,98	11,43	12,57	12,57	11,4

Donc :

$$V_{a(max)} = 13,13 \text{ KN}$$

o Calcul les moments (ELS) :

$$\text{Les charges : } \begin{cases} G = 5,38 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q = G + Q = 6,88 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 0,65 \cdot q = 4,47 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,211$$

$$\beta = \max(1,05 ; 1 + 0,3\alpha) = 1,06$$

Tableau III. 7: Evaluation des moments de plancher étage courant ELS

Travée (m)	3,7		3,7		4,25		4,25		4,2		3,7		3,7	
Appuis	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6	6	7	7	8
M_0 (KN.m)	7,65		7,65		10,09		10,09		9,86		7,65		7,65	
M_a (KN.m)	M_w	M_e												
	1,53	3,83	3,83	3,06	4,04	4,04	4,04	4,04	3,94	3,94	3,06	3,83	3,83	1,53
M_t (KN.m)	4,83		4,07		5,37		5,37		5,42		4,07		4,83	
$M_{t\ cond1}$ (KN.m)	5,43		4,66		6,66		6,66		6,51		4,66		5,43	

Donc les moments max à ELS sont :

$$M_{t(max)} = 6,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{a(max)} = 4,04 \text{ KN.m}$$

○ **Ferraillage de poutrelle : (ELU)**

On utilise le logiciel **Socotec** pour calculer le ferraillage de la poutrelle.

- **Ferraillage en travée :**

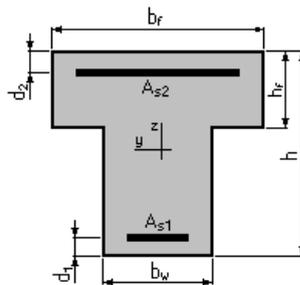
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 25.0$ (MPa) Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b_f = 65.0 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 10.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 21.0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	9,21	0.00
Etat Limite de Service	6,66	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 1,4$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 0.3$ (cm²)

Cas ELS $M_{max} = 6,66$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Position de l'axe neutre : $y = 3$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 4.04$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier : Tendue : $\sigma_s = 326,6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \text{ lim}} = 500.0$ (MPa)

- **Ferraillage en appuis :**

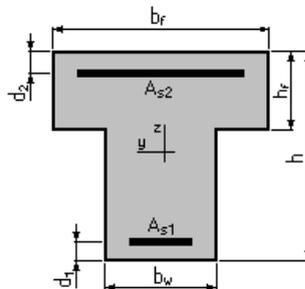
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 25.0$ (MPa) Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b_f = 65.0$ (cm)

$b_w = 10.0$ (cm)

$h = 21.0$ (cm)

$h_f = 5.0$ (cm)

$d_1 = 2.5$ (cm)

$d_2 = 2.5$ (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-5,58	0.00
Etat Limite de Service	-4,04	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 0.0$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,9$ (cm²)

Section minimum $A_s \text{ min} = 0.3$ (cm²)

Cas ELS $M_{\text{max}} = -4,04$ (kN*m) $M_{\text{min}} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.41

Position de l'axe neutre : $y = -2.1$ (cm)

Bras de levier : $Z = 18.5$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 10.6$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 264.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_s \text{ lim} = 500.0$ (MPa)

Ce tableau résume notre choix pour la poutrelle du plancher étage courant :

Tableau III. 8: Choix de section d'armature

	A_s (cm ²)	Choix	$A_s \text{ adopté}$ (cm ²)
Ferraillage en travée	1,4	3HA10	2,36
Ferraillage en appuis	0.9	2HA10	1,57

○ **Calcul des armatures transversales et de l'espacement :**

On remarque que les deux planchers (terrasse, étage courant) ont le même ferraillage longitudinal, donc on adopte pour la section des armatures transversales et de l'espacement, les mêmes résultats obtenus dans le calcul de la plancher terrasse :

- $2\phi 6 \Rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$
- $S_t = 5\text{cm}$ Zone nodale
- $S_t = 10\text{cm}$ Zone courante

○ **Vérifications :**

• **Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable, donc il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Pour la fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = \min(3,33 MPa; 5MPa) = 3,33MPa .$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

$$\tau_u = \frac{13,13 \cdot 1000}{100 \cdot 190}$$

$$\tau_u = 0,691 MPa$$

Donc la condition : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ est vérifiée.

- **Condition de non fragilité :**

$$\text{Travée : } A_{min} \geq 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}, A_{min} \geq 0,23 \cdot 650 \cdot 190 \frac{2,1}{500}$$

$$1,19cm^2 < A_s = 2,36 cm^2 \dots CV$$

$$\text{Appuis : } A_{min} \geq 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}, A_{min} \geq 0,23 \cdot 650 \cdot 190 \frac{2,1}{500}$$

$$1,19cm^2 < A_s = 1,57cm^2 \dots CV$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

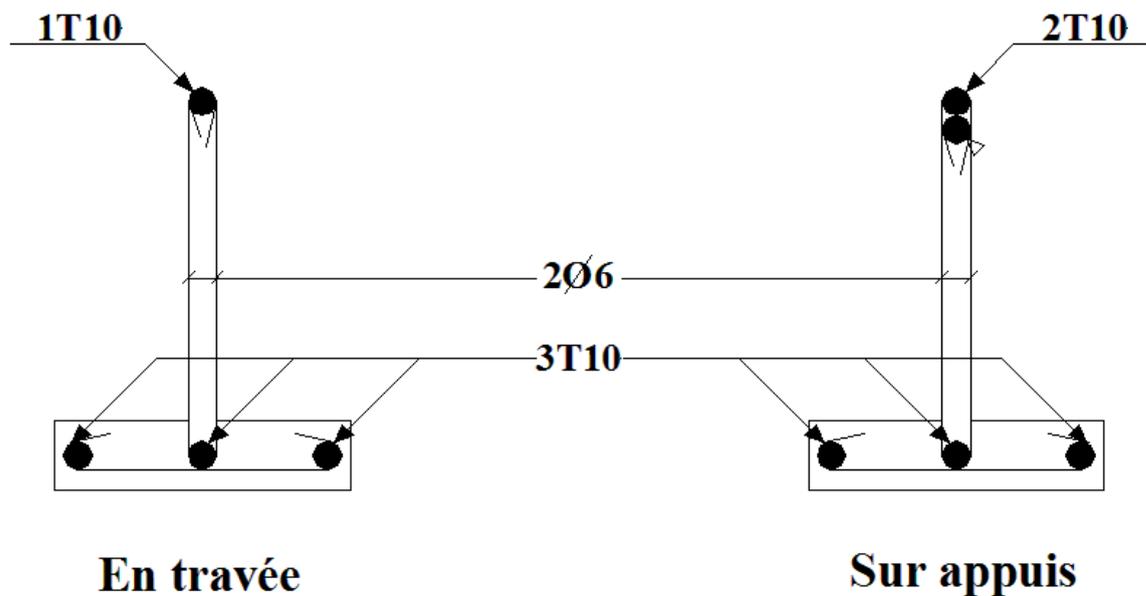


Figure III. 7: schéma de ferrailage de la poutrelle

III.3 Ferrailage de la dalle de compression

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage est en treillis soudé.

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :
 - **20 cm** Pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
 - **30 cm** Pour les armatures parallèles aux nervures.

$$50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e}$$

$$L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

Avec :

L_1 : Distance entre l'axe des poutrelles.

A_1 : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A_2 : Diamètre parallèle aux poutrelles.

f_e : Limite élastique de treillis soudés haute adhérence, $f_e = 500 \text{ MPa}$

Pour notre projet on a $L_1 = 65 \text{ cm}$

$$A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e} \Rightarrow A_1 = 4 \frac{65}{500} \Rightarrow A_1 = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_2 = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte un treillis soudé $\Phi 5$, de nuance FeE500, dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

Conclusion :

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

III.4 Porte à faux :

Introduction :

Afin de faciliter le passage vers les appartements on utilise un porte-à-faux de 2.35 m en dalle pleine.

Porte -à-faux, et se calcule comme une console en dalle pleine sur 3 appuie.

Soumis à :

- son poids propres.
- La charge d'exploitation.
- Charge concentrée à leur extrémité libre due au poids du mur extérieur.
- Un moment à l'extrémité due à l'effort appliqué sur le garde -corps.
- La force descendante.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

L'Epaisseur de porte à faux :

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{1,2}{10} = 12cm$$

On prend : e=15cm

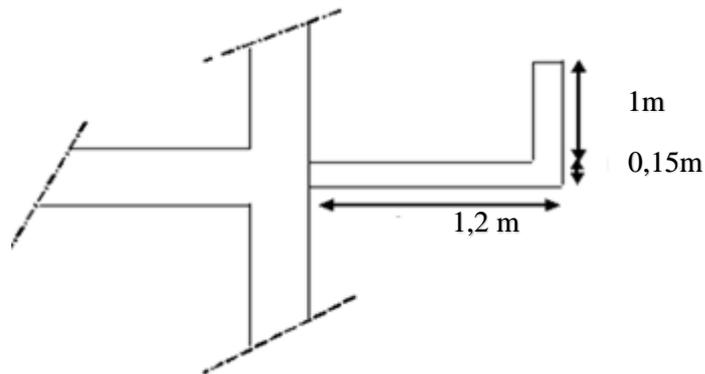


Figure III. 8: Dimensions du balcon.

Evaluation des charges :

- Charge permanente :

$$G = 5,53 \text{ kN/m}^2$$

-Charge d'exploitation :

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

○ **Charge concentrée "F":**

- Enduit au ciment 0,36 kN/m²
 - Maçonnerie (ép = 10 cm) 0,90 kN/m²
 - Enduit au ciment 0,36 kN/m
- F = 1,62 kN/m²

○ **Moment dû à la main courante :**

$$M_{mc} = Q \times L = 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ kN}$$

○ **La force descendante :**

Les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être pris en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de 1,5m de long et ceci, en zone sismique IIb et III (4.4.2 RPA99V2003).

$$F_v = 0,5 \cdot A \cdot W_p$$

A : coefficient sismique de la zone.

W_p : poids propre de l'élément en porte à faux.

D'où :

$$F_v = 0,5 \times 0,25 \times 25,99 = 3,24 \text{ KN}$$

Schéma statique :

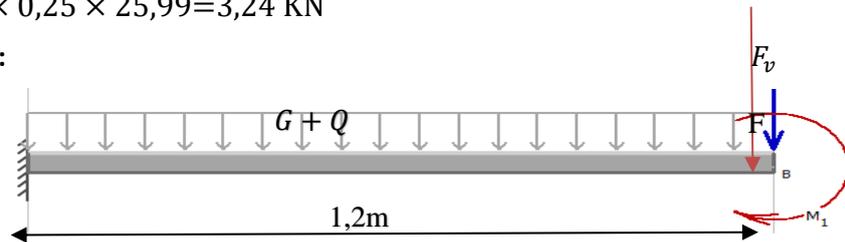


Figure III. 9: Schéma statique de la porte à faux

Combinaison des charges

Moment fléchissant :

$$M(x) = - \left(\frac{q}{2} x^2 + Fx + M_{mc} \right)$$

Effort tranchant

$$T(x) = (qx + F)$$

$$x = 1,2$$

Tableau III. 9: Combinaison des charges

	ELU	ELS
q (kN/ml)	12,72	9,03
F(kN)	2,19	1,62
F_v (kN)	4,37	3,24
M_{mc}	1,50	1,00

Calcul des efforts internes :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

Tableau III. 10: résultats des efforts internes

	ELU	ELS
M (kNm)	11,79	8,45
T_{max} (kN)	17,45	12,45

Calcul du ferrailage :

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

$f_{c28}=25MPa$; $f_{t28}=2,1MPa$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $b=100cm$; $h=15cm$; $d=13,5cm$

Tableau III. 11: Ferrailage du porte-à-faux

M_u (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	$A's$ (cm^2)	A	Z (cm)	A_s^{cal} cm^2	Choix	A_s^{adp} cm^2	Esp (cm)
11.79	0,0456	Oui	0	0,058	13,19	2,57	4T10	3,14	15

o **Espacement :**

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

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

Vérifications :

Condition de non fragilité :

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

$$A_s = 3,14cm^2 > A_s^{min} = 1,63cm^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

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

Avec :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{17,45 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,129\text{MPa} < 2,5\text{MPa}$$

Vérification des contraintes à L'ELS :

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

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}fe; 15\eta\right) = 225\text{MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 12: Vérification des contraintes du porte-à-faux

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
8,45	3,14	3,12	4,45	Vérifiée	216,13	225	Vérifiée

o **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{120} = 0,125 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{3,14}{100 \times 13,5} = 0,0023 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,125 \geq \frac{16,99}{10 \times 41,96} = 0,1 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

Armature de répartition :

$$\frac{A}{4} < A_r < \frac{A}{2} \Rightarrow 0,78 < A_r < 1,57$$

Le choix est : $A_r = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$

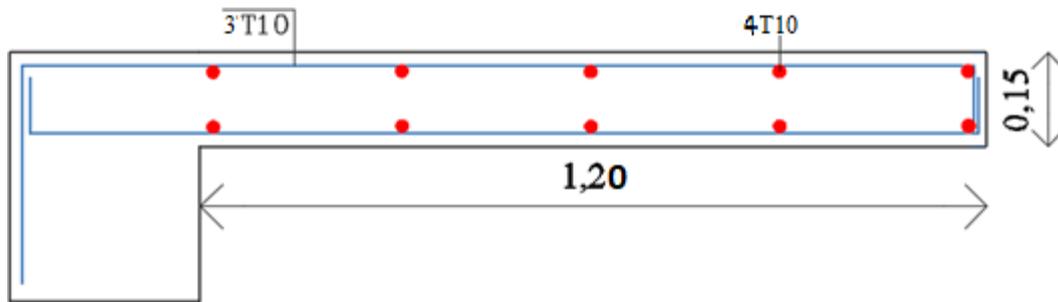


Figure III. 10: schéma de ferrailage de la porte à feu

III.5 LES ESCALIERS

Introduction :

Les escaliers sont des éléments non structuraux permettant le passage d'un niveau à un autre, constitués de gradins, dalles inclinée (volées), avec des dalles horizontales (paliers) ; ces dernières sont coulées sur place.

Pour notre construction, les escaliers sont droits à trois volées.

○ Schéma statique des volées

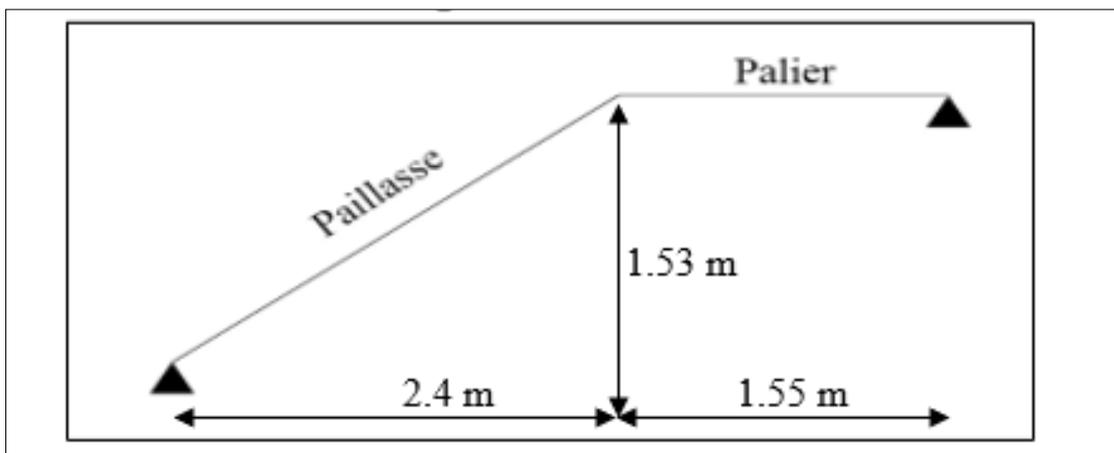


Figure III. 11: Schéma statique des volées.

Caractéristiques Géométriques

La détermination des caractéristiques géométriques des escaliers, sont données par des relations empiriques offrant des conditions de confort et de sécurité aux usagers, données comme suit :

- La formule de sécurité : $h + g \approx 46 \text{ cm}$
- La formule de confort ou de commodité : $g - h \approx 12$
- La relation de Blondel qui est la plus utilisée $55 \leq 2h + g \leq 65$

h : Hauteur de la contre marche ; tel que : h varie de 14 cm à $18,5 \text{ cm}$.

g : Giron ou la largeur de la marche ; tel que : g varie de 22 cm à 33 cm .

H : Hauteur de volée

L : Longueur de la paillasse

l : Longueur de foulée

n : Nombre des marches

n' : Nombre des contres marches

α : inclinaison de la paillasse

On adopte :

$$g = 30 \text{ cm}$$

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$h + g = 47 \dots\dots\dots CV$$

$$g - h = 14 \dots\dots\dots CV$$

$$2h + g = 64 \dots\dots\dots CV$$

Tableau III. 13: Rez-de-chaussée avec Étage courant

H (m)	h (cm)	g (cm)	n	n'	l (m)	α	L (m)
1.53	17	30	9	9	2,40	32.52°	3,95

• **Largeur des escaliers**

Pour des raisons de circulation des personnes le minimum est de 0,60 m. Dans cette étude la largeur est 1,25 m pour la 1^{er} et 1,55 m pour la 2^{ème} volée > 0,60m.

• **L'épaisseur de la volée.**

La volée de l'escalier est assimilée à une dalle simplement appuyée des deux côtés.

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \max\left(\frac{\text{Portée}}{30} ; 10 \text{ cm}\right) \dots\dots\dots \text{Condition de limitation de la flèche}$$

Pour $L = 3.95 \text{ m}$ (cas plus défavorable RDC)

$$e \geq \max(13.17 ; 19.75 \text{ cm})$$

On adopte $e = 20 \text{ cm}$

Pour les paliers, l'épaisseur est au moins égale à celle de la paillasse. Donc on va garder la même épaisseur.

Evaluation des charges et surcharges

- **Palier :**

Tableau III. 14: Evaluation des charges et surcharges pour le palier.

Couche	Charge (KN/m ²)
Carrelage	0.44
Mortier de pose	0.4
Poids propre du palier	4
Enduit de ciment	0.4
Charge permanente G	5.24
Charge d'exploitation Q	2,5

- **Paillasse :**

Tableau III. 15: Evaluation des charges et surcharges pour la volée.:

Couche	Charge (KN/m ²)	
	RDC	EC
Carrelage	0,44	0,44
Mortier de pose	0,40	0,40
Enduit de ciment	0,4	0,4
Poids propre de la marche	2,13	2,13
Poids propre de la volée	4,9	4,9
Gard corps	0.6	0.6
Charge permanente G	8.84	8.84
Charge d'exploitation Q	2,5	2,5

Remarque : comme l'écart entre les charges permanentes des niveaux est petit, le calcul sera effectué pour un seul niveau dont les résultats seront généralisés pour l'ensemble des escaliers.

Tableau III. 16: Combinaison des charges.

Elément	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/m ²)	ELS (KN/m ²)
Palier	5,24	2,5	10.82	7.74
Volée	8.84	2,5	15.69	11.34

Sollicitations et ferrailage

Remarque : le calcul se fera au niveau de rez-de-chaussée (caractéristique géométriques importantes)

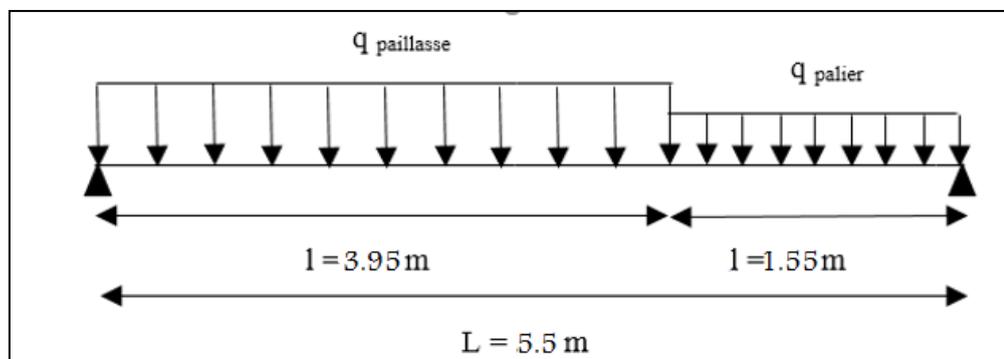


Figure III. 12: Schéma statique de la 1ère Volée.

Sollicitations :

q_e : charge équivalente ; $q_e = \frac{\sum(q_i \cdot l_i)}{L}$

M_{max} : Moment fléchissant Isostatique maximum ; $M_{max} = \frac{q_e \cdot L^2}{8}$

M_t : Moment fléchissant max sur travée ; $M_t \approx 0,8 M_{max}$

M_a : Moment fléchissant max sur appuis ; $M_a \approx 0,50 M_{max}$

T : Effort tranchant en appuis ; $T = \frac{q_e \cdot L}{2}$

Ferrailage :

La section transversale de la poutre modèle est $(145 \times 15) \text{ cm}^2$, avec un enrobage de 2 cm , la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul se fera à l'ELU.

Le tableau suivant donne les résultats de ferrailage à l'ELU données par le programme **FLEX**.

Tableau III. 17: Résultats de ferailage de la 1ere Volée.

Section	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)
Travée	7.73	0
Appuis	0	3.73

Armature longitudinal :

- ✓ Le diamètre des barres à utiliser ne doit pas dépasser le dixième de l'épaisseur de la dalle avec un espacement maximal inférieur ou égal au : $\min(e, 33 \text{ cm})$.
- ✓ Des armatures de répartition sont à prévoir, avec une section au moins égale au quart de celle des armatures longitudinales

- **En travée :**

On adopte **7HA12 = 7.92 cm²/ml** espacé de **15 cm**

Pour les armatures de répartition **7HA10 = 5,5 cm²/ml** espacé de **15 cm**

- **En appuis :**

On adopte **7HA10 = 5.50 cm²/ml** espacé de **15 cm**

Pour les armatures de répartition **7HA10 = 5,5 cm²** espacé de **15 cm**

Armature transversal :

On doit vérifier notre escalier sous la contrainte de cisaillement maximale, la contrainte de cisaillement maximale donnée par la formule suivante doit être inférieure à la contrainte admissible donnée pour une fissuration peu préjudiciable (milieu non exposé à des agents agressifs) :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot 0,9h} \leq \bar{\tau}_u = \min[0,2 f_{c28}/\gamma_b; 4 \text{ MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = \min[3,33; 4] = 3,33 \text{ MPa}$$

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

Vérifications :**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 1,39 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ et } A'_s \geq A_{min} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les conditions sont vérifiéesCV

CHAPITRE IV

Etude Dynamique Zone Sismique

IV.1 Introduction

Le séisme est l'un des risques naturels majeurs les plus dangereux et qui causent le plus de dégâts, ce phénomène se produit à cause du mouvement des plaques tectoniques.

Du moment que ce phénomène est imprévisible, la rigueur lors des analyses sismiques est cruciale pour assurer la sécurité et la longévité des structures, afin d'éviter la ruine en cas de séisme.

IV.2 Caractéristique dynamiques propres

Une structure idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle puisse 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.

IV.3 Modélisation de la structure

IV.3.1 Introduction

Vu la complexité de l'analyse, il est nécessaire d'établir un modèle numérique représentant la structure, ce dernier est introduit dans un logiciel de calcul dynamique afin de déterminer les modes propres de vibration ainsi que les efforts sismiques. Parmi les méthodes de modélisation existantes il y a la méthode des éléments finis qui est utilisée par la majorité des logiciels de calcul. Pour cette étude, on utilisera le logiciel ETABS v 16.2.0.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

IV.3.2 Modélisation de la rigidité

On suppose que la structure a « p » nœuds et total n DDL numérotés de 1 à n, on considère six DDL par nœud, on aura donc : $n=6 \cdot p$.

IV.3.2.1 Les éléments de portique

Les poteaux et poutres de la structure ont été modélisés par des éléments barre (frame éléments) à deux nœuds possédants chacun 6 degrés de liberté (trois translations, trois rotations).

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).

IV.3.2.2 Les voiles

Les voiles ont été modélisés par des éléments plaque (wall éléments) à 04 nœuds.

IV.3.2.3 Le Diaphragme

Les surfaces planes telles que les planchers sont assumés infiniment rigides dans leurs plans et ne peuvent se déformer qu'hors plan.

IV.3.3 Conception du contreventement vertical

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à la torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

IV.3.3.1 Connectivité Sol/Structure

Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6 DDL bloqués).

IV.3.4 Modélisation de la masse

- La masse est calculée par l'équation $(G + \beta \times Q)$.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres avec la dalle pleine est prise égale à celle du béton armé.
- En choisissant l'option (Mass source / From loads), le logiciel EATBS calcule automatiquement les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et d'exploitation sollicitant la structure.

Tel que : $\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, service) {Selon l'art 4.5 des RPA 99 v2003}

IV.4 Etude sismique

IV.4.1 Introduction

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.

IV.4.2 Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique est régularisée par les « **RPA 99 modifié 2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

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

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif.

IV.4.2.1 La méthode statique équivalente

IV.4.2.1.1 Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

IV.4.2.1.2 Conditions d'applications

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

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

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas du bâtiment étudié (car la structure **est irrégulière en plan** avec une hauteur supérieure à **10 m**), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

IV.4.2.2 La méthode modale spectrale

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

IV.4.2.2.1 Principe

Le maximum des efforts engendrés par les forces sismiques dans chaque mode sont représentés par un spectre de calcul, puis sont combiné afin d'obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

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

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

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que : $K > 3 \times \sqrt{N} = 9$ et $T_k < 0.20 \text{ sec} \dots$ (4-14) [1]

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

IV.4.2.2 Analyse spectrale

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation (ω).

Donc pour des accéloro-grammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant [1] :

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

Représentation graphique du spectre de réponse. Avec :

- g : accélération de la pesanteur.
- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : facteur de correction d'amortissement.
- R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.
- T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- Q : Facteur de qualité.

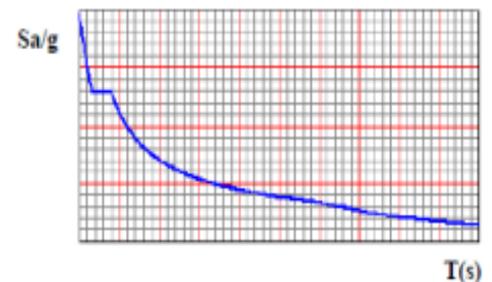


Figure IV. 1: Spectre de réponse.

IV.4.3 Effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base (l'effort tranchant à la base) « $E_{x/y}$ » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « $V_{x/y}$ » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [2].

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (**forces, déplacements, moments, ...**) en les multipliant fois le rapport : $\frac{0,8V}{V}$.

IV.4.3.1 Calcul de l'effort tranchant a la base par la méthode statique équivalente

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone : **0,25** pour : - Groupe d'usage : **2**.

- Zone sismique : **III**.

D : facteur d'amplification dynamique moyen. Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement « η » et de la période fondamentale de la structure « T ».

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

T_1, T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site

Catégorie **S3** site meuble. [1]

$$T_1 = 0,15$$

$$T_2 = 0,50$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad \text{Pour } \xi = 7\% \Rightarrow \eta = 0,8819$$

$$\Rightarrow D_x = 2,5 \times 0,88 = 2,2$$

$$\Rightarrow D_y = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,5}{0,717}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,73$$

IV.4.4 Estimation de la période fondamentale de la structure « T »

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

- Les formules empiriques à utiliser [1]:

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

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage

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

$C_T = 0,05$

$h_N = 27,54$ m

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

- $D_x = 27,90$ m.
- $D_y = 20,20$ m.

$$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (27,54)^{0,75} = 0,601 \text{ sec} \quad \text{dans les deux directions.}$$

- Suivant la direction (x-x) $0,09 \times \frac{27,54}{\sqrt{27,90}} = 0,586$
- Suivant la direction (y-y) $0,09 \times \frac{27,54}{\sqrt{20,20}} = 0,592$

Sens (x-x) : $T_x = \text{Min} (0,601 ; 0,586) = 0,586$ sec

Sens (y-y) : $T_y = \text{Min} (0,601 ; 0,592) = 0,592$ sec

R : Coefficient de comportement.

Les systèmes structuraux sont classifiés en attribuant à chacun un facteur appelé « coefficient de comportement R » selon le système de contreventement. Ce coefficient reflète la ductilité des structures.

$R = 4$ (Structure contreventée par des voiles) [1]

Q : Facteur de qualité.

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

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

Sa valeur est donnée par le [1].

Tableau IV. 1: Facteur de qualité « Q ».

Critère q	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Pénalité	Observé	Pénalité
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
2- Redondances en plan	Oui	0	Oui	0
3- Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Total	1,15		1,15	

Facteur de qualité $Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1,15$

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,25 \times 2,2 \times 1,15}{4} \times W = 0,15 \times W$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,25 \times 1,73 \times 1,15}{4} \times W = 0,124 \times W$$

IV.4.5 Vérification des déplacements inter étage

L'une des principales vérifications concerne les déplacements latéraux entre étages, Par conséquent, l'inégalité ci-dessous doit être vérifiée [1]:

$$\Delta_K^X \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^Y \leq \bar{\Delta}$$

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

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^X = Rr_X \times \delta_{eK}^X \quad \text{et} \quad \delta_K^Y = Rr_Y \times \delta_{eK}^Y$$

$$\Delta_K^X = \delta_K^X \times \delta_{K-1}^X \quad \text{et} \quad \Delta_K^Y = \delta_K^Y \times \delta_{K-1}^Y$$

Δ_K^X : Correspond au déplacement plastique relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » dans le sens x-x (pareil dans le sens y-y, Δ_K^Y).

δ_{eK}^X : Correspond au déplacement élastique horizontal dû aux forces sismiques au niveau « k » dans le sens x-x (pareil dans le sens y-y, δ_{eK}^Y).

IV.5 Résultats de l'analyse dynamique du modèle

IV.5.1 Modèle initial

La structure sans des voiles de contreventements.

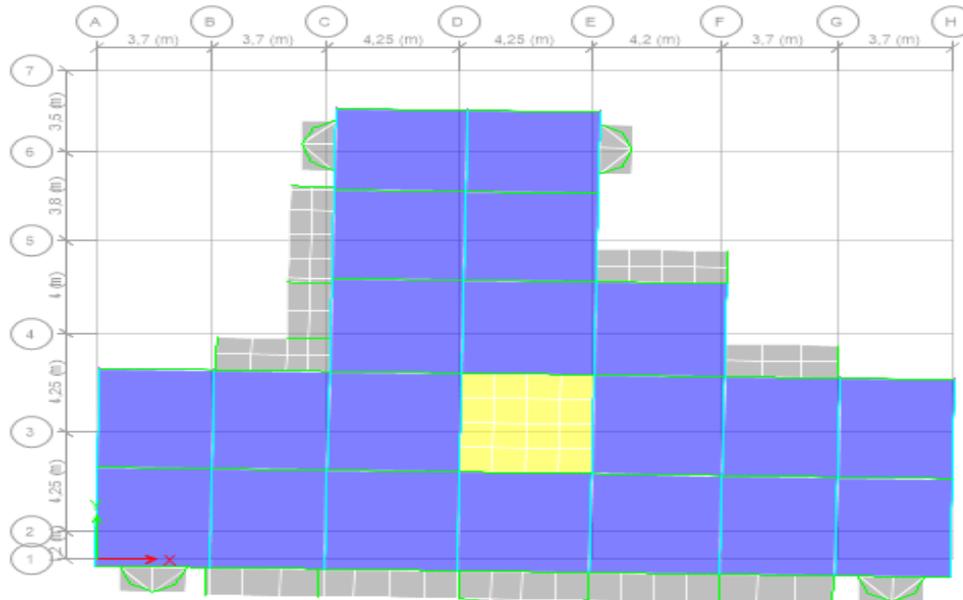


Figure IV. 2: modèle initial.

IV.5.1.1 Caractéristiques dynamique propres du modèle

Tableau IV. 2: Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial

Modes	Périodes(s)	U _x	U _y	Σ U _x	Σ U _y	Sum RZ
Mode 1	1,613	0,0006	0,7797	0,0006	0,7797	0,0006
Mode 2	1,559	0,765	0,0005	0,7656	0,7802	0,0175
Mode 3	1,528	0,0165	0,0008	0,7821	0,781	0,7831
Mode 4	0,567	0,0001	0,1139	0,7822	0,8948	0,7832
Mode 5	0,552	0,1134	0,00004079	0,8955	0,8949	0,7832
Mode 6	0,538	0,0001	0,00003339	0,8956	0,8949	0,8948
Mode 7	0,324	0	0,0358	0,8956	0,9307	0,8948
Mode 8	0,316	0,0352	0	0,9308	0,9307	0,895

IV.5.1.2 Constatations

L'analyse dynamique de la structure ce conduit à :

- Une période fondamentale : **T = 1,613 s** ;
- $K > 3 \times \sqrt{9} = 9$ et $T_8 = 0,316 < 0.20$ sec non vérifiée [2]
- Le **1^{er} mode** est un mode de translation.
- Le **2^{ème} mode** est un mode de translation.
- Le **3^{ème} mode** est un mode de rotation.

IV.5.1.3 Résultantes des forces sismiques

$W = 37261,76\text{Kn}$

On aura donc :

$V_x = 0,158 \times 44920,55 = 5887,35 \text{ kN} \rightarrow 0,8 \times V_x = 0,8 \times 5887,35 = 4709,88 \text{ kN}$

$V_y = 0,124 \times 37261,76 = 4620,45 \text{ kN} \rightarrow 0,8 \times V_x = 0,8 \times 4620,45 = 3696,36 \text{ kN}$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure sous sollicitations sismiques:

$F_1 = v_t^x = 4102,28 \rightarrow r_x = 1,62$

$F_2 = V_t^y = 2559,65 \rightarrow r_y = 1,3$

On multiplie le spectre de réponse pour le sens X-X par le coefficient $r_x = 1,62$ et les sens Y-Y par le coefficient $r_y = 1,3$.

IV.5.1.4 Vérification des déplacement inter étage

Tableau IV. 3: Vérifications des déplacements inter-étages du modèle initial

	U1(cm)	U2(cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$	Observation	
8 ^{ème}	12,2164	10,256	48,87	41,02	2,33	2,01	3,06	Vérifiée	Vérifiée
7 ^{ème}	11,6341	9,753	46,54	39,01	4,02	3,41	3,06	Non Vérifiée	Non Vérifiée
6 ^{ème}	10,6292	8,9003	42,52	35,60	5,50	4,63	3,06	Non Vérifiée	Non Vérifiée
5 ^{ème}	9,2547	7,7427	37,02	30,97	6,73	5,64	3,06	Non Vérifiée	Non Vérifiée
4 ^{ème}	7,5718	6,3324	30,29	25,33	5,80	4,88	3,06	Non Vérifiée	Non Vérifiée
3 ^{ème}	6,1215	5,1132	24,49	20,45	6,49	5,44	3,06	Non Vérifiée	Non Vérifiée
2 ^{ème}	4,4986	3,7535	17,99	15,01	7,06	5,90	3,06	Non Vérifiée	Non Vérifiée
1 ^{er}	2,7337	2,2782	10,93	9,11	7,12	5,95	3,06	Non Vérifiée	Non Vérifiée
RDC	0,9536	0,7906	3,81	3,16	3,81	3,16	3,06	Non Vérifiée	Non Vérifiée

IV.5.1.5 Vérification spécifique aux sollicitation normales

Afin d'éviter la rupture sous sollicitations dues au séisme, les RPA exigent que l'effort normal de compression sous combinaison sismique soit limite comme suit ^[2] :

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

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

Tableau IV. 4: Vérifications de l'effort normal réduit des poteaux.

Niveaux	N_d (kN)	h (mm)	b (mm)	v	Obs
8 ^{ème}	201,9593	30	30	0,123	Vérifiée
7 ^{ème}	418,693	30	30	0,244	Vérifiée
6 ^{ème}	651,4798	30	30	0,367	Non Vérifiée
5 ^{ème}	896,8768	30	30	0,362	Non Vérifiée
4 ^{ème}	1152,6006	35	35	0,457	Non Vérifiée
3 ^{ème}	1414,7965	35	35	0,423	Non Vérifiée
2 ^{ème}	1684,6181	35	35	0,496	Non Vérifiée
1 ^{er}	1960,4117	35	35	0,451	Non Vérifiée
RDC	2230,8031	40	40	0,512	Non Vérifiée

IV.5.2 Modèle final

La structure comporte les voiles de contreventement ($e = 20\text{cm}$).

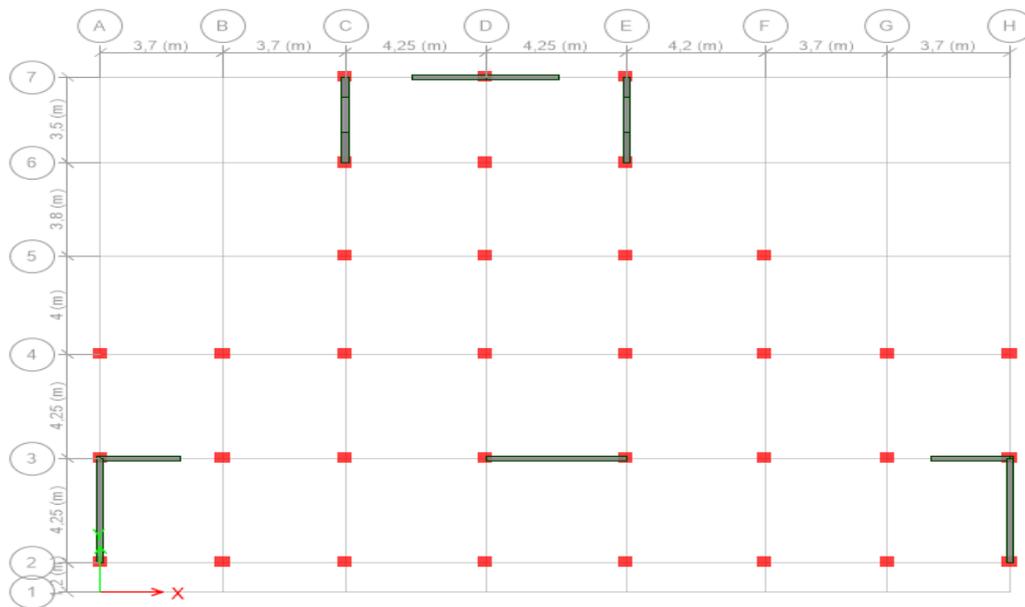


Figure IV. 3: Modèle final.

IV.5.2.1 Caractéristiques dynamique propres du modèle final

Tableau IV. 5: Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.

Modes	Périodes (s)	U _x	U _y	Σ U _x	Σ U _y	RZ	Σ U _z
Mode 1	0,764	0,6173	0,0005	0,6173	0,0005	0,0653	0,0653
Mode 2	0,67	0,0008	0,67	0,6181	0,6705	0,0001	0,0655
Mode 3	0,514	0,0719	0,0004	0,69	0,6709	0,6044	0,6698
Mode 4	0,193	0,1642	0,0000262	0,8542	0,6709	0,0138	0,6836
Mode 5	0,159	0,00004292	0,2029	0,8542	0,8738	0,0001	0,6837
Mode 6	0,122	0,0108	0,0001	0,865	0,8739	0,1858	0,8694
Mode 7	0,086	0,0627	0,0005538	0,9277	0,8739	0,0049	0,8744
Mode 8	0,072	0,000106	0,067	0,9277	0,9409	0,00016	0,8744

IV.5.2.2 Constatations

L'analyse dynamique de la structure ce conduit à :

- Une période fondamentale : **T = 0,764 s** ;
- $K > 3 \times \sqrt{9} = 9$ et $T_8 = 0,072 < 0.20$ sec **verifiée** [1]
- Le **1^{er} mode** est un mode de translation parallèlement à X - X.
- Le **2^{ème} mode** est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le **3^{ème} mode** est un mode de rotation.

IV.5.2.3 Résultantes des forces sismiques

$W = 43565,3491$ kN

On aura donc :

$V_x = 0,137 \times 43565,349 = 5968,45$ kN → $0,8 \times V_x = 0,8 \times 5968,45 = 4774,76$ kN

$V_y = 0,108 \times 43565,349 = 4705,06$ kN → $0,8 \times V_x = 0,8 \times 4705,06 = 3764,05$ kN

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure sous sollicitations sismiques:

$F_1 = v_t^x = 5344,24$

$F_2 = V_t^y = 4537,096$

IV.5.2.4 Vérification des déplacement inter étage

Tableau IV. 6: Vérifications des déplacements inter-étages du modèle final.

	U1(cm)	U2(cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$	Observation	
8^{ème}	3,7955	2,3492	15,18	1,95	1,65	1,29	3,06	Vérifiée	Vérifiée
7^{ème}	3,3078	2,0261	13,23	2,03	1,75	1,33	3,06	Vérifiée	Vérifiée
6^{ème}	2,8	1,6946	11,20	2,09	1,84	1,33	3,06	Vérifiée	Vérifiée
5^{ème}	2,2765	1,3611	9,11	2,09	1,87	1,30	3,06	Vérifiée	Vérifiée
4^{ème}	1,7545	1,0369	7,02	2,01	1,84	1,22	3,06	Vérifiée	Vérifiée
3^{ème}	1,2508	0,7321	5,00	1,83	1,70	1,08	3,06	Vérifiée	Vérifiée
2^{ème}	0,7928	0,4616	3,17	1,55	1,47	0,89	3,06	Vérifiée	Vérifiée
1^{er}	0,4064	0,2383	1,63	1,12	1,08	0,64	3,06	Vérifiée	Vérifiée
RDC	0,1269	0,0774	0,51	0,51	0,51	0,31	3,06	Vérifiée	Vérifiée

IV.5.2.5 Vérification spécifique aux sollicitation normales

Afin d'éviter la rupture sous sollicitations dues au séisme, les RPA exigent que l'effort normal de compression sous combinaison sismique soit limitée comme suit [1]:

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

Avec :

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

Tableau IV. 7: Vérifications de l'effort normal réduit des poteaux.

Niveaux	N_d (kN)	h (mm)	b (mm)	v	Obs
RDC	2425,9229	60	60	0,270	Ok
1^{er}	2141,0236	60	60	0,238	Ok
2^{ème}	1801,5614	55	55	0,238	Ok
3^{ème}	1454,4086	55	55	0,192	Ok
4^{ème}	1117,4492	50	50	0,179	Ok
5^{ème}	815,399	50	50	0,130	Ok
6^{ème}	549,9165	45	45	0,109	Ok
7^{ème}	331,9229	45	45	0,066	Ok
8^{ème}	152,6464	40	40	0,038	Ok

IV.5.2.6 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)

L'effet du second ordre représente le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du **2^e ordre** (ou **effet P- Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux [1] :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

Avec :

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

$$P_k = Q = 1 + \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}).$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau K.

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

H_k : Hauteur d'étage K.

Tableau IV. 8: Vérification de l'effet P- Δ du modèle final.

Etage	h_k (m)	P_k (kN)	Δ_K^x (cm)	V_k x-x (kN)	Δ_K^y (cm)	V_k y-y (kN)	θ_k^x	θ_k^y	Observation
8 ^{ème}	3,06	5218,589	1,95	1191,306	1,29	1124,8828	0,028	0,020	Vérifiée
7 ^{ème}	3,06	10427,348	2,03	2028,4983	1,33	1936,1537	0,034	0,023	Vérifiée
6 ^{ème}	3,06	15636,107	2,09	2693,8698	1,33	2565,082	0,040	0,027	Vérifiée
5 ^{ème}	3,06	20961,5945	2,09	3252,009	1,30	3088,0912	0,044	0,029	Vérifiée
4 ^{ème}	3,06	26287,076	2,01	3722,5034	1,22	3523,7269	0,046	0,030	Vérifiée
3 ^{ème}	3,06	31742,291	1,83	4111,3908	1,08	3878,64	0,046	0,029	Vérifiée
2 ^{ème}	3,06	37197,5	1,55	4424,5939	0,89	4163,7472	0,042	0,026	Vérifiée
1 ^{er}	3,06	42972,8397	1,12	4669,3942	0,64	4388,0851	0,034	0,021	Vérifiée
RDC	3,06	48503,1968	0,51	4835,9682	0,31	4537,0961	0,017	0,011	Vérifiée

Les résultats obtenus vérifient les conditions $\theta_x < 0,1$ et $\theta_y < 0,1$, par conséquent les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

IV.6 Justification du choix du coefficient de comportement

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par l'*RPA99 v2003*, Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles

Le pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles

L'effort normal total à la base de la structure $P_{\text{Total}} = 47221,46 \text{ kN}$

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{\text{voiles}} = 8778,65 \text{ kN}$

$$\frac{P(\text{voiles})}{P(\text{total})} = \frac{8778,65}{47221,46} = 18,59\% > 20\%$$

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

IV.7 Conclusion

- Le modèle final vérifie les conditions imposées par « **RPA 99 modif 2003** ».
- Dans la vérification aux déplacements inter-étages on essaie de faire un équilibre entre la sécurité et l'économie afin que notre structure vérifie les critères de résistance sans qu'elle soit trop rigide.
- Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure ($R=4$) est justifié .

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments principaux

V.1 Introduction

Le ferrailage des éléments principaux sera fait conformément aux « **BAEL 91 modif 99** » et « **RPA 99 modif 2003** ».

Les éléments principaux calculés dans ce chapitre sont :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

V.2 Ferrailage des poteaux

V.2.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux assurant la continuité et la transmission des charges des planchers/poutres jusqu'aux fondations.

Les poteaux sont soumis à une **flexion composée** due à un effort normal « **N** » (chargements verticaux), qui génère un moment à cause de son excentricité, ajouté à cela un moment fléchissant

« **M** » dans les deux plans longitudinaux (forces horizontales).

Une section soumise à la flexion composée peut être à la fois soit :

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

Les sections d'armatures sont obtenues aux états limites de résistance sous les sollicitations les plus défavorables selon les situations suivantes :

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

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	500	434,78
Accidentelle	1,15		18,47	1		500

V.2.2 Combinaisons d'actions

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Situation durable :

- ELU 1.35G+1.5Q
- ELS G+Q

Situation accidentelle :

- ELU G+Q+E
- ELU 0,8G+E

Avec :

G : charges permanentes

Q : surcharges d'exploitations

E : actions sismiques

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- $N_{\max}^{\text{compression}}$, $M^{\text{correspondant}}$
- $N_{\max}^{\text{Traction}}$, $M^{\text{correspondant}}$
- $N^{\text{correspondant}}$, M_{\max}
- $N_{\min} = 0$, $M_{\max}^{\text{correspondant}}$

V.2.3 Recommandations du « BAEL91 modif 99 »

La section A_s des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_s = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} A_s = 4 \times U \text{ (} U \text{: périmètre en mètre avec } A_s \text{ en cm}^2\text{)} \\ 0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\% \end{array} \right.$$

B : Section brute du béton.

V.2.4 Recommandations des « RPA 99 modif 2003 »

Pour les poteaux d'une structure en zone sismique III :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (H.A), droites et sans crochet.
- Le pourcentage d'armature dans chaque section :

$$0,9 \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C).}$$

$$0,9 \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_S : La section d'acier.

B : La section brute du béton.

- Le diamètre minimal est de $\varnothing_1 = 12$ mm
- Une longueur de recouvrement minimale de $l_R = 50 \times \varnothing_1$. (Zone III) [1].
- L'espacement entre barres longitudinales dans une face des poteaux ne doit pas dépasser 20 cm et ne doit pas être inférieur à 3,75 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs « h' » à prendre en compte pour chaque barre est définie comme suit :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

- h_e : la hauteur d'étage.
- b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

V.2.5 Méthode de calcul

- On divise les poteaux de notre bâtiment en chaque section afin qu'on puisse vérifier si on aura un gain d'armature ou on généralise le ferraillage si la différence d'armature est petite.
- On fait le calcul pour le poteau le plus sollicité avec la combinaison la plus défavorable et on généralise le ferraillage pour les sections similaires seulement si la différence d'armature n'est pas trop élevée.
- Le calcul du ferraillage est obtenu par logiciel **SOCOTEC v1.02**.

V.5.1.1 Utilisation du logiciel BAELR/SOCOTEC

C'est un logiciel utilisé pour le calcul de ferraillage longitudinal des sections rectangulaires soumises à la flexion composée sur un seul plan seulement. Le poteau sera considéré soumis au couple (N et M) et le ferraillage longitudinal obtenu sera réparti sur le deuxième plan.

V.2.6 Calcul du ferraillage

Tableau V. 2: Calcul du ferraillage des poteaux.

Niveau (b×h) cm ²	Cas	Efforts (kN,m)	Situation	A _s SOCOTEC (cm ²)
RDC + 1^{er} (60x60)	Nmax ⁻	2380.622	S.D. T	0
	M ^{corr}	1.72		
	Nmax ⁺	861.4	S. A	13.44
	M ^{corr}	125.5206		
	Mmax	145.12	S. A	0
	N ^{corr}	2141 ⁽⁻⁾		
	Nmin	20.818 ⁽⁻⁾	S. A	1.44
	M ^{corr}	46.29		
2^{ème} + 3^{ème} (55x55)	Nmax ⁻	1825.21	S.D. T	0
	M ^{corr}	3.8127		
	Nmax ⁺	684.25	S. A	11.94
	M ^{corr}	124.74		
	Mmax	167.76	S. A	0
	N ^{corr}	1454.41 ⁽⁻⁾		
	Nmin	3.0752 ⁽⁻⁾	S. A	1.8
	M ^{corr}	46.41		
4^{ème} + 5^{ème} (50x50)	Nmax ⁻	1287.100	S.D. T	0
	M ^{corr}	4.18		
	Nmax ⁺	372.07	S. A	8.42
	M ^{corr}	111.297		
	Mmax	156.48	S. A	0
	N ^{corr}	815.399 ⁽⁻⁾		
	Nmin	0.51 ⁽⁻⁾	S. A	2.08
	M ^{corr}	47.27		
6^{ème} + 7^{ème} (45x45)	Nmax ⁻	764.6775	S.D. T	0
	M ^{corr}	5.387		
	Nmax ⁺	116.52	S. A	5.35
	M ^{corr}	82.07		
	Mmax	125.06	S. A	3.19
	N ^{corr}	331.92 ⁽⁻⁾		
	Nmin	12.012 ⁽⁻⁾	S. A	4.03
	M ^{corr}	70.494		

Tableau V. 3: Suite du Calcul du ferraillage des poteaux.

Niveau (b×h) cm ²	Cas	Efforts (kN,m)	Situation	As SOCOTEC (cm ²)
8 ^{ème} (40x40)	N _{max} ⁻	255.85	S.D. T	0
	M ^{corr}	7.47		
	N _{max} ⁺	36.47	S. A	5,06
	M ^{corr}	80.53		
	M _{max}	100.68	S. A	4.44
	N ^{corr}	152.64 ⁽⁻⁾		
	N _{min}	13.98 ⁽⁻⁾	S. A	3.17
	M ^{corr}	57.78		

NB : les valeurs positives (+) signifient que l'effort est un effort de **traction**.

Les valeurs négatives (-) signifient que l'effort est un effort de **compression**.

S.D.T : Situation durable et transitoire.

S.A : Situation accidentelle

Tableau V. 4: Pourcentage d'armatures minimal.

Niveau (b×h) cm ²	As min BAEL (cm ²)		As min RPA (cm ²)	As max	
	4×U	0,2%B	0,9%B	Z.C = 3%B	Z.R = 6%B
RDC + 1 ^{er} (60x60)	9.6	7.2	32.4	108	216
2 ^{ème} + 3 ^{ème} (55x55)	8.8	6.05	27.225	90.75	181.5
4 ^{ème} + 5 ^{ème} (50x50)	8	5	22.50	75	150
6 ^{ème} + 7 ^{ème} (45x45)	7.2	4.05	18.22	60.75	121.5
8 ^{ème} (40x40)	6.4	3.2	14.4	48	96

V.2.7 Choix des armatures

Tableau V. 5: Choix d'armatures verticales des poteaux.

Niveau (b×h) cm ²	A _S cal (cm ²)	Choix d'un coté	A _S adp (cm ²)	A _S min (cm ²)	Choix de la section	A _S tot (cm ²)
RDC + 1 ^{er}	13,44	2T20+4T16	14,33	32.4	12T20	37,70
2 ^{ème} + 3 ^{ème}	11.94	6T16	12,02	27.225	4T20+8T16	28,65
4 ^{ème} + 5 ^{ème}	8,42	2T16+4T14	10.18	22.50	12T16	24,13
6 ^{ème} + 7 ^{ème}	5,35	6T12	6.79	18.22	4T16+8T14	20,36
8 ^{ème}	5.06	6T12	6.79	14.4	4T14+8T12	15,21

V.2.8 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

Béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

Acier : - Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \{2/3 f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28})\}$

- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = 0,8 \times \xi$

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\overline{\sigma}_s = 250$ MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 6: Vérification des contraintes des poteaux (N max, M corr).

Niveau (b × h) cm ²	Efforts (kN, m)		Cas	σ _s	σ _{bc}	σ̄ _s	σ̄ _{bc}	Observation
	N _{max}	M _{Corr}						
RDC+1 ^{er} (60x60)	N _{max}	1732.46	SEC	65,7	4,38	250	15	OK
	M _{Corr}	1,26						
2 ^{ème} + 3 ^{ème} (55x55)	N _{max}	1328,13	SEC	60.8	4.07	250	15	OK
	M _{Corr}	2,81						
4 ^{ème} + 5 ^{ème} (50x50)	N _{max}	936,55	SEC	52,8	3,54	250	15	OK
	M _{Corr}	3,08						

Suite de tableau du V6 : Vérification des contraintes des poteaux (N max, M corr).

Niveau (b × h) cm ²	Efforts (kN, m)		Cas	σ _s	σ _{bc}	σ _s	σ _{bc}	Observation
	N _{max}	M _{Corr}						
6 ^{ème} + 7 ^{ème} (45x45)	N _{max}	556,51	SEC	39,8	2,69	250	15	OK
	M _{Corr}	3,81						
8 ^{ème} (40x40)	N _{max}	186,30	SEC	20,8	1,47	250	15	OK
	M _{Corr}	5,22						

Tableau V. 7: Vérification des contraintes des poteaux (M max, N corr).

Niveau (b × h) cm ²	Efforts (kN, m)		Cas	σ _s	σ _{bc}	σ _s	σ _{bc}	Observation
	N _{Corr}	M _{max}						
RDC+1 ^{er} (60x60)	N _{Corr}	696,05	SEC	31,6	2,16	250	15	OK
	M _{max}	18,32						
2 ^{ème} + 3 ^{ème} (55x55)	N _{Corr}	544,25	SEC	31,2	2,15	250	15	OK
	M _{max}	17,73						
4 ^{ème} + 5 ^{ème} (50x50)	N _{Corr}	342,93	SEC	31	2,22	250	15	OK
	M _{max}	24,31						
6 ^{ème} + 7 ^{ème} (45x45)	N _{Corr}	171,97	SPC	32,3	2,5	250	15	OK
	M _{max}	27,28						
8 ^{ème} (40x40)	N _{Corr}	145,23	SPC	48,5	4,13	250	15	OK
	M _{max}	30,3						

NB : les valeurs des contraintes sont en MPa.

V.2.9 Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :

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

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.
- τ_u : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\overline{\tau_u}$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le « BAEL91 modif 99 » :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \{0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} \text{ Fissuration peu nuisible.}$$

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \{0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} \text{ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

Selon le « RPA99 modif 2003 » :

$$\tau_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \text{ si l'élancement } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \text{ si l'élancement } \lambda_g < 5$$

Avec :

- λ_g : L'élancement du poteau $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$
- L_f : Longueur de flambement.
- a : Coté du poteau dans le sens de calcul.

Tableau V. 8: Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux.

Niveau (b × h) cm ²	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ _g	ρ _d	$\overline{\tau_u}^{\text{RPA}}$ (MPa)	$\overline{\tau_u}^{\text{BAEL}}$ (MPa)	Observation
RDC+1 ^{er} (60x60)	77,93	0,23	4,56	0,04	1	2,5	OK
2 ^{ème} + 3 ^{ème} (55x55)	106,34	0,44	4,98	0,04	1	2,5	OK
4 ^{ème} + 5 ^{ème} (50x50)	103,89	0,45	5,47	0,075	1,875	2,5	OK
6 ^{ème} + 7 ^{ème} (45x45)	82,78	0,45	6,08	0,075	1,875	2,5	OK
8 ^{ème} (40x40)	74,83	0,52	6,84	0,075	1,875	2,5	OK

V.2.10 Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules suivantes :

$$\begin{cases} St \leq \text{Min} (0,9d; 40\text{cm}) \\ \emptyset t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \frac{h}{10}; \emptyset l \right) \\ \frac{At \times f_e}{b \times St} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{cases}$$

Avec :

- At : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- St : Espacement des armatures transversales.
- $\emptyset t$: Diamètre des armatures transversales.
- $\emptyset l$: Diamètre des armatures longitudinales.

$$\frac{At}{St} = \frac{\rho_a \times T_u}{h \times f_e}$$

Avec :

- Tu : Effort tranchant à l'ELU.
- fe : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- h : Hauteur totale de la section brute.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
- $\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$
- λ_g : L'élancement géométrique.

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- $St \leq 10\text{cm}$ Zone nodale (zone III).
- $St \leq \text{Min} (b/2 ; h /2 ; 10\emptyset l)$ Zone courante (zone III).

Le pourcentage d'armatures transversales maximal $\frac{At}{St \times b}$ est donné par :

0,3% si l'élancement $\lambda_g \geq 5$

0,8% si l'élancement $\lambda_g < 5$

Sinon on procède à une interpolation entre 0,8% et 0,3%.

Tableau V. 9: Espacement des cadres des poteaux.

Niveau (b × h) cm ²	Ferrailage Longitudinal	Ø _l (mm)	St (cm)	
			Z. N	Z. C
RDC+1 ^{er} (60x60)	12T20	20	10	15
2 ^{ème} + 3 ^{ème} (55x55)	4T20+8T16	20 ; 16	10	15
4 ^{ème} + 5 ^{ème} (50x50)	12T16	16	10	15
6 ^{ème} + 7 ^{ème} (45x45)	4T16+8T14	16 ; 14	10	15
8 ^{ème} (40x40)	4T14+8T12	14 ; 12	10	15

Tableau V. 10: Choix d'armatures transversales des poteaux.

Niveau (b × h) cm ²	Zone	St (cm)	T _u max (kN)	λ g	At ^{cal} (cm ²)	At ^{min} (cm ²)	Choix	At ^{adp} (cm ²)
RDC+1 ^{er} (60x60)	Z. N	10	77,93	4,56	0,97	1,80	5T10	3,93
	Z. C	15			1,46	2,70	5T10	3,93
2 ^{ème} + 3 ^{ème} (55x55)	Z. N	10	106,34	4,98	1,45	1,65	6T8	3,02
	Z. C	15			2,17	2,48	6T8	3,02
4 ^{ème} + 5 ^{ème} (50x50)	Z. N	10	103,89	5,47	1,03	4	12T8	6,03
	Z. C	15			1,55	6	12T8	6,03
6 ^{ème} + 7 ^{ème} (45x45)	Z. N	10	82,78	6,08	0,92	3,6	11T8	5,53
	Z. C	15			1,38	5,4	11T8	5,53
8 ^{ème} (40x40)	Z. N	10	74,83	6,84	0,93	3,2	10T8	5,03
	Z. C	15			1,4	4,8	10T8	5,03

V.2.11 Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50 \times \varnothing_l$ (zone III) [2].

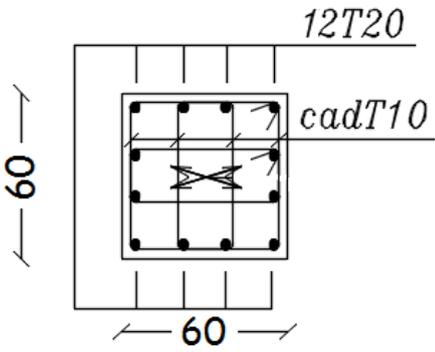
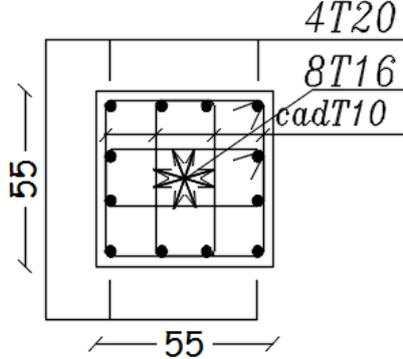
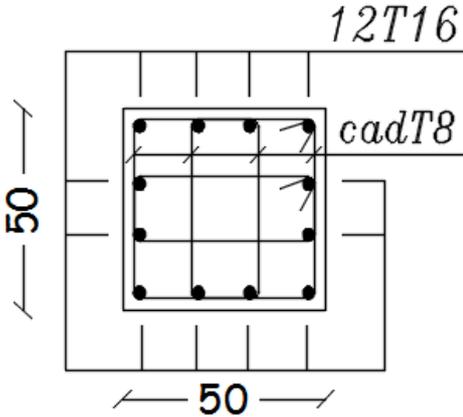
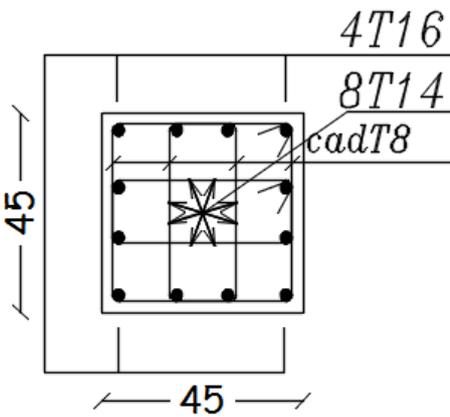
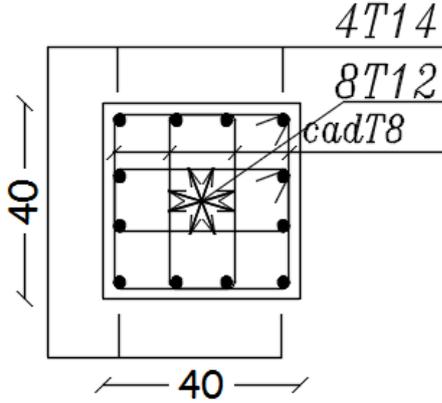
T12 : $L_r = 50$ cm

T14 : $L_r = 70$ cm

T16 : $L_r = 80$ cm

T20 : $L_r = 100$ cm

Tableau V. 11: Schémas de ferraillage de poteaux.

	
<p>Poteau RDC + 1^{er}</p>	<p>Poteau 2^{ème} + 3^{ème}</p>
	
<p>Poteau 4^{ème} + 5^{ème}</p>	<p>Poteau 6^{ème} + 7^{ème}</p>
	
<p>Poteau 8^{ème}</p>	

V.3 Ferrailage des poutres

V.3.1 Introduction

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont pour rôle la reprise des charges leurs revenant des dalles et planchers et de les transmettre aux poteaux.

V.3.2 Les combinaisons d'actions

Mêmes combinaisons que celles énoncées en §. V.2.2.

V.3.3 Recommandations des règlements

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section [1].
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux des poteaux est de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \varnothing$ en zone III [1].
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- La quantité d'armatures transversales " At ", est donnée par : $At = 0,003 \times St \times L$

Avec :

L : longueur de la poutre.

St : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$$\begin{cases} St \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\varnothing \right) & Z. N. \\ St \leq \frac{h}{4} & Z. C. \end{cases}$$

h : Hauteur de la poutre.

\varnothing : Diamètre maximale des barres d'acier longitudinales.

V.3.4 Calcul du ferrailage

La structure ne comporte un seul type de poutre :

Poutre secondaire 30 x 35.

Les poutres travaillent en flexion simple.

On note :

As : Section d'armatures tendus.

As' : Section d'armatures comprimés.

Les tableaux qui regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections et

le choix d'armatures calculées par (SOCOTEC) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge sont dans .

Tableau V. 12: Ferraillage des poutres principales et secondaires.

Section	Situation	Position	M max (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As min (cm ²)	As max (Z.C)	As max (Z.R)
30x35	S.D. T	Appui	69,5647	0	5,72	5,25	42	63
		Travée	33,2433	2,22	0	5,25		
	S. A	Appui	85,0735	0	6,03	5,25		
		Travée	26,5041	1,76	0	5,25		

Tableau V. 13: Choix d'armatures longitudinales des poutres principales et secondaires

Section	Position	Choix	As ^{adp} (cm ²)
30x35	Appui	6T12	6,79
	Travée	6T12	6,79

V.3.5 Vérifications

V.3.5.1 Condition de non-fragilité

$$A_s \geq A_{min\ s} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,91 \text{ cm}^2 \quad (\text{Poutre principale})$$

En travée : $A_{travée} = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{min\ s} = 0,91 \text{ cm}^2$ Vérifiée.

Sur appui : $A_{appui} = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{min\ s} = 0,91 \text{ cm}^2$ Vérifiée.

V.3.5.2 Espacement

- **Poutre principale**

En Travée :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30 - 2 \times 4 - 3 \times 1,2}{2} = 12,8 \text{ cm}$$

On prend : $e_h = 12,8 \text{ cm} > \text{Max} (\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max} (1,2 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$

Vérifiée.

Sur Appuis :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30 - 2 \times 4 - 3 \times 1,2}{2} = 12,8 \text{ cm}$$

On prend : $e_h = 12,8 \text{ cm} > \text{Max} (\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max} (1,2 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$ Vérifiée.

V.3.5.3 Effort tranchant

$$\tau_u = \frac{\tau_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{MPa} \} = 3,0 \text{MPa}$$

- Poutre principale

$$T_u = 99,99 \text{kn}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = 0,95 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

Vérifiée.

Selon le BAEL

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{At}{b \times St} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{c28} \times K}{0,8 \times f_e} \quad K = 1 \\ \frac{At \times f_e}{b \times St} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{MPa} \right) \end{array} \right.$$

Selon les RPA

$$\left\{ \begin{array}{l} At = 0,003 \times St \times b \\ St \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset \right) \quad \text{Z.N.} \\ St \leq \frac{h}{4} \quad \text{Z.C.} \end{array} \right.$$

Tableau V. 14: Contrainte tangentielle et ferraillage transversal des poutres.

Section	Tu (kN)	τ_u (MPa)	St (cm)		At (cm ²)	Choix
			Z.N	Z.C		
35x30	99,99	0,95	10	10	0,9	4T8

V.3.5.4 Contraintes à l'E.L. S

Tableau V. 15: Vérification des poutres principales et secondaires à l'ELS.

Section (cm ²)	Position	M ser (kN)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
35x30	Appui	41,3	250	248,5	7,54	15	OK
	Travée	22,33		234,5	5,45		OK

V.3.5.5 Flèche

Flèche totale : $\Delta ft = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \bar{f}$

f_{gv} : Flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{gi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : Flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (nulle).

f_{pi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges (G+Q).

-Moment d'inerte de la section rectangulaire homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y + d')^2]$$

Calcul des moments d'inerte fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{c28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \quad : \text{coefficient pour la déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{c28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \quad : \text{coefficient pour la déformation différée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} \quad : \text{pourcentage des armatures}$$

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

σ_s : contrainte de traction effective de l'armatures correspondant au ca de charge considéré σ_s

- **Poutre principale :**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V. 16: Récapitulatif du calcul de flèche des poutres.

Mser (kN.m)	MG kN.m	As (cm ²)	ρ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
82,28	69,2	39,28	0,036	68,8	0,66	0,26	0,66	949292,8	726903,24	888991,63

Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges (G+Q).

$$f_{pi} = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{82,28 \times 10^6 \times (5,68 \times 10^3)^2}{10 \times 34179,6 \times 726903,24} = 0,28 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes (G)

$$f_{gi} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{69,2 \times 10^6 \times (5,68 \times 10^3)^2}{10 \times 34179,6 \times 726903,24} = 0,24 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes (G)

$$f_{gv} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_{iv} \times I_{fv}} = \frac{69,2 \times 10^6 \times (5,68 \times 10^3)^2}{10 \times 11496,8 \times 888991,63} = 0,69 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes (G) appliquées au Moments de la mise en œuvre des cloisons

$$f_{ji} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{69,2 \times 10^6 \times (5,68 \times 10^3)^2}{10 \times 34179,6 \times 726903,24} = 0,24 \text{ mm}$$

$$\Delta ft = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,49 \text{ mm} \qquad \bar{f} = 5 + \frac{L}{1000} = 9,25 \text{ mm}$$

On constate que : $\Delta ft < \bar{f}$ **(la flèche est vérifiée)**

V.3.6 Arrêt des barres

Armatures inférieures tendues : $X \leq \frac{L}{10}$ pour $L = \text{Max (Droite ; Gauche)}$.

Armatures tendues supérieures :

$$X \geq \begin{cases} \frac{L^{max}}{4} \text{ pour appuis de travée de rive.} \\ \frac{L^{max}}{5} \text{ pour appui de travée intermédiaire.} \end{cases}$$

- **Poutre principale :**

Armatures inférieurs tendues :

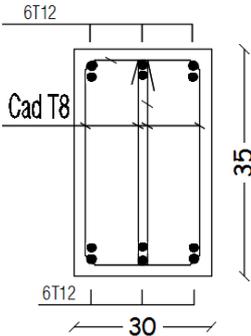
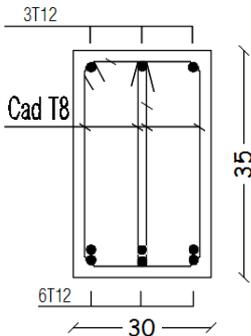
$$L_{\text{droite}} = 4,25 \text{ m} \qquad L_{\text{Gauche}} = 4,00 \text{ m} \qquad \text{donc : } X \leq 0,425 \text{ m}$$

Armatures supérieures tendues :

$$X \geq 1,06 \text{ m} \quad (\text{appui travée de rive})$$

$$X \geq 0,85 \text{ m} \quad (\text{appui travée intermédiaire})$$

Tableau V. 17: Schémas de ferraillage de poutre

Poutre 30 x 35	
 <p>6T12 Cad T8 30 35 6T12</p>	 <p>3T12 Cad T8 30 35 6T12</p>
Ferraillage sur appui	Ferraillage en travée

V.4 FERRAILLAGE DES VOILES :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement **CBA.93** et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien **RPA 99/version 2003**. Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celle du vent ainsi que les forces dues aux charges verticales. Le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes ; d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant. On devra disposer les armatures suivantes :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

V.4.1 Voiles pleins :

○ Armature verticale :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le **RPA 99/Version2003** :

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,2% de la section horizontale de béton tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être raccrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales de ces derniers doivent être menues de crochets (jonction de recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus 15 cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement en termes de moment).
- Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

○ **Armature horizontale :**

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité. Les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

○ **Règles communes :**

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le **RPA 99/version 2003** préconise les règles suivantes :

- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinal des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - ✓ Globalement dans la section du voile égale à 0,15%
 - ✓ En zone courante égale à 0,10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - ✓ $S \leq 1,5 e$ (e : épaisseur du voile)
 - ✓ $S \leq 30cm$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre 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 dépassée 1/10 de l'épaisseur de voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ 40Φ Pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
 - ✓ 20Φ Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V_u}{f_e}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajoutée à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction due aux moments de renversement.

V.4.2 Combinaison de charge

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 version 2003) les combinaisons considérées pour les voiles sont les suivants :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

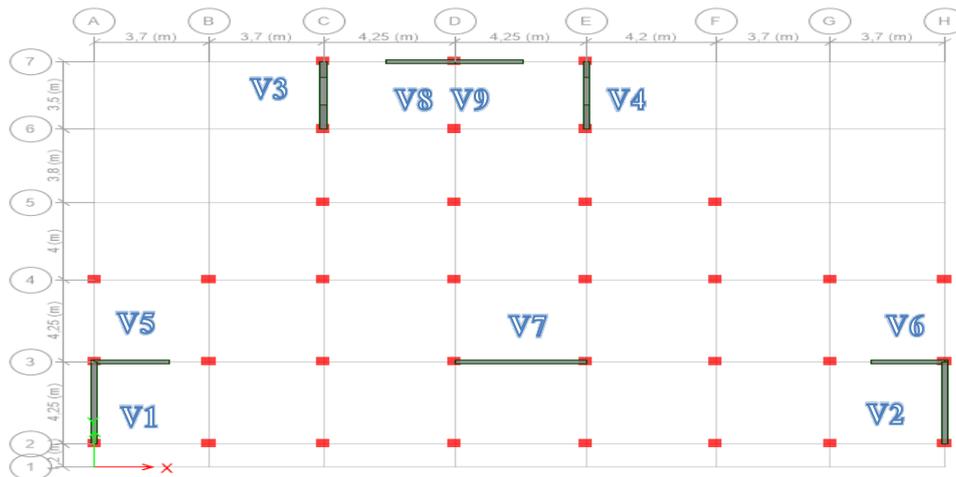


Figure V. 1: disposition des voiles avec numérotation.

V.4.3 Ferrailage vertical

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes (méthode de Navier-Bernoulli) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M V}{I}$$

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

Y_{max} : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

X_g, Y_g : coordonnées du centre de gravité de section transversale.

I : Moment d'inertie.

On distingue trois cas :

○ **Premier cas : $(\sigma_1, \sigma_2) > 0$**

La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue), la zone courante est armée par le minimum exigé par RPA 99 ($A_{min} = 0,15 \% . e . L$).

○ **Deuxième cas : $(\sigma_1, \sigma_2) < 0$**

La section du voile est entièrement tendue (pas de Zone comprimée). On calcule le volume des contraintes de traction $F_t = (\sigma_1 + \sigma_2) . \frac{L}{2} . e$

D'où la section des armatures verticales $A_v = \frac{F_t}{6_s}$

On compare A_v avec la section minimale.

Si : $A_v \leq A_{min} = 0,20\% . A$ on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{min} = 0,20\% . A$ on ferraille avec A_v

○ **Troisième cas : (σ_1, σ_2) Sont de signe différent**

La section du voile est partiellement comprimée. On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue $F_t = \frac{1}{2} . \sigma_2 . L_t . e$

D'où la section des armatures verticales $A_v = \frac{F_t}{6_s}$

On compare A_v avec la section minimale.

Si : $A_v \leq A_{min} = 0,20\% . e . L_t$ on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{min} = 0,20\% . e . L_t$ on ferraille avec A_v

Remarque :

Le ferrailage des voiles se fera pour les zones suivantes :

Zone I : RDC, 1^{ère} étage.

Zone II : 2^{ème}, 3^{ème}, étage.

Zone III : 4^{ème} 5^{ème}, étage.

Zone IV : 6^{ème} 7^{ème} étage.

Zone V : 8^{ème} étage.

Pour un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par des voiles, **(3.4. RPA99v2003)**.

Afin de prendre cette hypothèse en considération on doit majorer les combinaisons

sismiques par un coefficient obtenu de rapport $\frac{V_{total}}{V_{voiles}}$

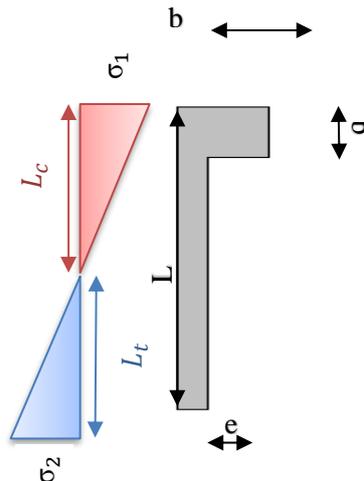
V_{total} = effort tranchant total.

V_{voiles} = effort tranchant repris par les voiles.

V.4.4 Exemple d'application

Nous proposons le calcul détaillé du voile V1 ($L = 4,25m$, $e = 0,20m$, $b = 60$) du RDC

(Zone I) :



- Détermination des sollicitations :(situation accidentelle)

$$M = 5907,3517 \text{ KN.m}$$

$$N = 3066,2615$$

- Caractéristiques géométriques :

$$L = 4,25 \text{ m}$$

$$e = 0,2 \text{ m}$$

$$\Omega = (L - b)e + (b \times b) = (4,25 - 0,6) \times 0,2 + (0,6 \times 0,6) = 0,85 \text{ m}^2$$

$$Y_g = \frac{\Omega_1 \cdot Y_{g1} + \Omega_2 \cdot Y_{g2}}{\Omega_1 + \Omega_2} = \frac{(0,6 \times 0,6 \times 1,53) + (0,2 \times 4,25 \times 1,25)}{(0,6 \times 0,6) + (0,2 \times 2,5)} = 1,90 \text{ m}$$

$$Y_{max} = 2,13 \text{ m}$$

$$I = I_1 + I_2 = \left(\frac{b \times b^3}{12} + \Omega_1 \times (Y_{g1} - Y_g)^2 \right) + \left(\frac{e \times (L - b)^3}{12} + \Omega_2 \times (Y_{g2} - Y_g)^2 \right)$$

$$I = \left(\frac{0,6 \times 0,6^3}{12} + (0,6 \times 0,6) \times (2,8 - 1,9)^2 \right) + \left(\frac{0,2 \times (4,25 - 0,6)^3}{12} + (2,5 \times 0,2) \times (1,25 - 1,9)^2 \right)$$

$$I = 1,28 \text{ m}^4$$

○ **Armatures verticales :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = \frac{3066,2615}{0,85} + \frac{5907,3517 \times 2,13}{1,28}$$

$$\sigma_1 = 13\,437,57 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I} = \frac{3066,2615}{0,85} - \frac{5907,3517 \times 2,13}{1,28}$$

$$\sigma_2 = -6\,222,84 \text{ KN/m}^2$$

σ_1, σ_2 Sont de signe différent, donc la section du voile est partiellement comprimée.

On calcul la longueur de la zone de traction :

○ **Longueur de la zone tendue :**

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 4,25 \left(\frac{13\,437,57}{6222,84 + 13\,437,57} \right) = 2,90 \text{ m}$$

○ **La force de traction :**

$$F_t = \frac{1}{2} \cdot \sigma_1 \cdot L_t \cdot e = 0,5 \times 13\,437,57 \times 2,9 \times 0,20 = 3\,903,35 \text{ KN}$$

○ **Section d'armature :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ mpa}, \quad \gamma_s = 1 \text{ (situation accidentelle)}$$

$$A_{vt} = \frac{F_t}{\sigma_s} = \frac{3903,35 \times 10^3}{500} \times 10^{-2} = 78,07 \text{ cm}^2$$

○ **Armature minimale du RPA99/version 2003 :**

• **Dans la zone tendue : D'après le RPA99 (Art 7.7.4.1) :**

$$A_{RPA} = 0,20\% \cdot e \cdot L_t = 0,20\% \times 0,20 \times 2,9 = 11,6 \text{ cm}^2$$

• **Dans la zone courante : D'après le RPA99 (Art 7.7.4.3) :**

$$A_{zc} = 0,10\% \cdot e \cdot L = 0,10\% \times 0,2 \times 4,25 = 8,5 \text{ cm}^2$$

- **Le pourcentage minimal sur toute la section du voile (RPA99 Art 7.7.4.3) :**

$$A_{min} = 0,15\% \cdot e \cdot L = 0,15\% \times \Omega = 12,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{sv} = \max(A_{vt} ; A_{RPA}) = \max(78,07 ; 11,6) \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} = 78,75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{78,75 \times 4,25}{2,9}$$

$$A_s = 115,041 \text{ cm}^2$$

- **Armature de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} = 1,1 \frac{1337,0489}{500}$$

$$A_{vj} = 29,41 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$S_t \leq (1,5 e ; 30) \text{ cm}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$ Dans la zone courante.

$$S_a = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm} \text{ Dans la zone d'about, } \left(\frac{L}{10}\right)$$

- **Choix de barres vertical : 38HA20**

- **Choix de barres couture : 38HA10**

$$A_{ad \text{ opté}} = 119,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj \text{ adopté}} = 29,85 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la contrainte admissible :**

$$\sigma_c \leq \bar{\sigma}_c = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ mpa}$$

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\sigma_c = -6,22284 \text{ KN/m}^2 = 6,557 \text{ mpa}$$

$$\sigma_c = 6,22284 < \bar{\sigma}_c = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,48 \text{ mpa}$$

- Ferrailage vertical des voiles (RDC+1 er étage)

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical :

Tableau V. 18: résultats détaillés du ferrailage vertical

Voile	p	M	L	e	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_total	nbr barre	A_{vj}
	kN	kN.m	m	m	m ²	m ⁴	m	kN/m ²	kN/m ²	m	KN	cm ²	Cm ²	/	Cm ²
V1	3066,3	5907,35	4,25	0,20	0,85	1,28	2,13	13 437,57	-6 222,84	2,9	3 903,3	78,07	114,22	37,0	29,4150
V4	3118,24	6109,77	4,25	0,20	0,85	1,28	2,13	13 835,56	-6 498,51	2,8	4 000,9	80,02	117,60	38,0	28,6689
V5	1861,00	2316,36	2,40	0,20	0,48	0,23	1,20	15 962,48	-8 208,28	1,5	2 530,0	50,60	76,62	25,0	13,8559
V6	2332,65	8908,03	4,25	0,20	0,85	1,28	2,13	17 567,83	-12 079,2	2,5	4 424,2	88,49	149,33	48,0	36,5171
V7	1874,92	2309,83	2,40	0,20	0,48	0,23	1,20	15 957,39	-8 145,21	1,5	2 535,5	50,71	76,60	25,0	13,6926
V8	2762,62	1428,40	2,20	0,20	0,44	0,18	1,10	15 007,82	-2 450,42	1,8	2 838,2	56,77	66,03	22,0	10,3288
V9	2696,67	1428,98	2,20	0,20	0,44	0,18	1,10	14 861,48	-2 603,85	1,8	2 782,0	55,64	65,39	21,0	10,3420
V2	1321,19	474,076	1,25	0,20	0,25	0,03	0,63	14 544,07	-3 974,56	0,9	1 427,8	28,56	36,36	12,0	7,37863
V3	1017,96	277,910	1,25	0,20	0,25	0,03	0,63	9 908,00	-1 764,25	1,0	1 051,3	21,03	24,77	8,00	4,49844
V10	1012,36	262,096	1,25	0,20	0,25	0,03	0,63	9 209,48	-1 110,59	1,1	1 027,3	20,55	23,02	8,00	4,59560
V11	1312,47	479,641	1,25	0,20	0,25	0,03	0,63	14 692,85	-4 193,04	0,9	1 428,8	28,58	36,73	12,0	7,46593

- Choix final des armatures verticaux des voiles (RDC+1 er étage) :

Tableau V. 19: choix du ferrailage vertical des voiles du RDC.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètre adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d/about}}$ (cm)
V1+V4	38T20	38HA10	20	10
V5+V7	26T20	26HA10	20	10
V6	48 T20	48HA10	20	10
V8+V9	22 T20	22HA10	20	10
V2+V11	12 T20	12HA10	20	10
V3+V10	8 T20	8HA10	20	10

- Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage :

Tableau V. 20: vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage des voiles du RDC.

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
V1	-6 222,84	18,478	114,22	12,75	Vérifiée
V4	-6 498,51	18,478	117,60	12,75	Vérifiée
V5	-8 208,28	18,478	76,62	7,2	Vérifiée
V6	-12 079,23	18,478	149,33	12,75	Vérifiée
V7	-8 145,21	18,478	76,60	7,2	Vérifiée
V8	-2 450,42	18,478	66,03	6,6	Vérifiée
V9	-2 603,85	18,478	65,39	6,6	Vérifiée
V2	-3 974,56	18,478	36,36	3,75	Vérifiée
V3	-1 764,25	18,478	24,77	3,75	Vérifiée
V10	-1 110,59	18,478	23,02	3,75	Vérifiée
V11	-4 193,04	18,478	36,73	3,75	Vérifiée

- Ferrailage vertical des voiles (2+3^{ème} étage)

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical :

Tableau V. 21: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 2^{ème} étage.

Voile	p	M	L	e	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_{total}	nbr barre	A_{vj}
	kN	kN.m	M	M	M ²	M ⁴	M	kN/m ²	kN/m ²	m	kN	cm ²	Cm ²	/	Cm ²
V1	2462,72	4504,397	4,25	0,20	0,85	1,28	2,13	10 392	-4 598,28	2,95	3 903,35	78,07	114,22	37,00	26,892
V4	2493,88	4651,128	4,25	0,20	0,85	1,28	2,13	10 673	-4 805,79	2,93	4 000,90	80,02	117,60	38,00	27,903
V5	1129,58	1331,660	2,40	0,20	0,48	0,23	1,20	9 301,0	-4 594,50	1,61	2 530,01	50,60	76,62	25,00	10,486
V6	1958,79	6467,074	4,25	0,20	0,85	1,28	2,13	13 066	-8 457,15	2,58	4 424,29	88,49	149,33	48,00	39,029
V7	1210,71	1228,512	2,40	0,20	0,48	0,23	1,20	8 931,9	-3 887,31	1,67	2 535,54	50,71	76,60	25,00	9,3462
V8	1321,44	778,6096	2,20	0,20	0,44	0,18	1,10	7 761,4	-1 754,89	1,79	2 838,29	56,77	66,03	22,00	7,1432
V9	1405,02	799,4515	2,20	0,20	0,44	0,18	1,10	8 078,7	-1 692,31	1,82	2 782,08	55,64	65,39	21,00	7,3679
V2	1081,62	379,6261	1,25	0,20	0,25	0,03	0,63	11 741	-3 088,09	0,99	1 427,82	28,56	36,36	12,00	6,6467
V3	831,132	222,4134	1,25	0,20	0,25	0,03	0,63	7 995,2	-1 346,15	1,07	1 051,30	21,03	24,77	8,00	4,1396
V10	825,042	228,325	1,25	0,20	0,25	0,03	0,63	7 795,3	-1 194,98	1,08	1 027,30	20,55	23,02	8,00	4,2620
V11	1081,89	390,4822	1,25	0,20	0,25	0,03	0,63	12 015	-3 360,04	0,98	1 428,84	28,58	36,73	12,00	6,8339

- **Choix final des armatures verticaux des voiles (2+3ème étage) :**

Tableau V. 22: choix du ferrailage vertical des voiles du 2ème étage.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètres adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d'about}}$ (cm)
V1+V4	38HA16	38 HA10	20	10
V5+V7	26 HA16	26 HA10	20	10
V6	48 HA16	48 HA10	20	10
V8+V9	22 HA16	22 HA10	20	10
V2+V11	12 HA16	12 HA10	20	10
V3+V10	8 HA16	8 HA10	20	10

- **Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage :**

Tableau V. 23: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 2ème étage.

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
V1	-4 598,28	18,478	88,34	12,75	Vérifiée
V4	-4 805,79	18,478	90,73	12,75	Vérifiée
V5	-4 594,50	18,478	44,65	7,2	Vérifiée
V6	-8 457,15	18,478	111,06	12,75	Vérifiée
V7	-3 887,31	18,478	42,87	7,2	Vérifiée
V8	-1 754,89	18,478	34,15	6,6	Vérifiée
V9	-1 692,31	18,478	35,55	6,6	Vérifiée
V2	-3 088,09	18,478	29,35	3,75	Vérifiée
V3	-1 346,15	18,478	19,99	3,75	Vérifiée
V10	-1 194,98	18,478	19,49	3,75	Vérifiée
V11	-3 360,04	18,478	30,04	3,75	Vérifiée

• Ferraillage vertical des voiles (4+5ème étage)

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferraillage vertical :

Tableau V. 24: résultats détaillés du ferraillage vertical des voiles du 5ème étage.

Voile	P	M	L	e	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_{total}	Nombre barre	A_{vj}
	KN	KN.m	M	M	M ²	M4	M	KN/m ²	KN/m ²	m	KN	Cm ²	Cm ²	/	Cm ²
V1	1716,615	2973,2717	4,25	0,20	0,85	1,28	2,13	6 967,26	-2 928,16	2,99	2 084,87	41,70	59,22	39,00	21,65325
V4	1726,913	3058,0922	4,25	0,20	0,85	1,28	2,13	7 120,52	-3 057,19	2,97	2 117,20	42,34	60,52	40,00	22,39471
V5	861,6786	895,9938	2,40	0,20	0,48	0,23	1,20	6 469,91	-2 879,59	1,66	1 074,53	21,49	31,06	21,00	9,533564
V6	1507,009	3456,0035	4,25	0,20	0,85	1,28	2,13	7 523,96	-3 978,05	2,78	2 091,74	41,83	63,95	42,00	26,9508
V7	919,1893	771,6028	2,40	0,20	0,48	0,23	1,20	5 940,73	-2 110,78	1,77	1 052,00	21,04	28,52	19,00	7,725194
V8	803,5968	502,5154	2,20	0,20	0,44	0,18	1,10	4 897,28	-1 244,57	1,75	859,08	17,18	21,55	20,00	6,097287
V9	779,5565	520,9921	2,20	0,20	0,44	0,18	1,10	4 955,56	-1 412,12	1,71	848,45	16,97	21,80	20,00	6,308324
V2	729,9149	306,6277	1,25	0,20	0,25	0,03	0,63	8 908,48	-3 069,16	0,93	828,22	16,56	22,27	15,00	5,641922
V3	549,4398	175,5147	1,25	0,20	0,25	0,03	0,63	5 883,57	-1 488,05	1,00	586,99	11,74	14,71	10,00	3,342471
V10	544,9142	180,906	1,25	0,20	0,25	0,03	0,63	5 741,24	-1 381,93	1,01	578,43	11,57	14,35	10,00	3,453395
V11	731,3483	311,2968	1,25	0,20	0,25	0,03	0,63	9 054,05	-3 203,26	0,92	835,99	16,72	22,64	15,00	5,733913

- **Choix final des armatures verticaux des voiles (4+5ème étage) :**

Tableau V. 25: choix du ferrailage vertical des voiles du 5ème étage.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètres adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d/about}}$ (cm)
V1+V4	40 HA14	40HA10	20	10
V5+V7	22 HA14	22HA10	20	10
V6	42 HA14	42HA10	20	10
V8+V9	20 HA12	20HA10	20	10
V2+V11	16 HA14	16HA10	20	10
V3+V10	10 HA14	10HA10	20	10

- **Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage :**

Tableau V. 26: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 5ème étage.

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
V1	-2 928,16	18,478	59,22	12,75	Vérifiée
V4	-3 057,19	18,478	60,52	12,75	Vérifiée
V5	-2 879,59	18,478	31,06	7,2	Vérifiée
V6	-3 978,05	18,478	63,95	12,75	Vérifiée
V7	-2 110,78	18,478	28,52	7,2	Vérifiée
V8	-1 244,57	18,478	21,55	6,6	Vérifiée
V9	-1 412,12	18,478	21,80	6,6	Vérifiée
V2	-3 069,16	18,478	22,27	3,75	Vérifiée
V3	-1 488,05	18,478	14,71	3,75	Vérifiée
V10	-1 381,93	18,478	14,35	3,75	Vérifiée
V11	-3 203,26	18,478	22,64	3,75	Vérifiée

- Ferraillage vertical des voiles (6+7^{ème} étage)

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferraillage vertical :

Tableau V. 27: résultats détaillés du ferraillage vertical des voiles du 7ème étage.

Voile	P	M	L	e	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_{total}	Nombre barre	A_{vj}
	KN	KN.m	M	M	M ²	M4	M	KN/m ²	KN/m ²	m	KN	Cm ²	Cm ²	/	Cm ²
V1	942,9319	1586,9635	4,25	0,20	0,85	1,28	2,13	3 750,14	-1 531,47	3,02	1 131,66	22,63	31,88	41,00	14,99322
V4	939,9678	1617,692	4,25	0,20	0,85	1,28	2,13	3 797,79	-1 586,10	3,00	1 138,56	22,77	32,28	41,00	15,34571
V5	636,3603	518,1668	2,40	0,20	0,48	0,23	1,20	4 029,23	-1 377,73	1,79	720,61	14,41	19,34	25,00	7,234084
V6	969,4192	1523,9461	4,25	0,20	0,85	1,28	2,13	3 676,43	-1 395,45	3,08	1 132,59	22,65	31,25	40,00	15,6772
V7	656,8161	365,7397	2,40	0,20	0,48	0,23	1,20	3 276,57	-539,84	2,06	675,14	13,50	15,73	20,00	5,006745
V8	560,4628	300,7204	2,20	0,20	0,44	0,18	1,10	3 111,51	-563,96	1,86	579,50	11,59	13,69	18,00	4,6273
V9	558,9975	314,4641	2,20	0,20	0,44	0,18	1,10	3 192,17	-651,28	1,83	583,28	11,67	14,05	18,00	4,799282
V2	397,2168	203,582	1,25	0,20	0,25	0,03	0,63	5 565,08	-2 387,34	0,87	486,80	9,74	13,91	18,00	3,955835
V3	285,2211	111,3637	1,25	0,20	0,25	0,03	0,63	3 479,52	-1 197,75	0,93	323,56	6,47	8,70	12,00	2,167931
V10	282,0198	115,4077	1,25	0,20	0,25	0,03	0,63	3 400,17	-1 144,01	0,94	318,02	6,36	8,50	11,00	2,252094
V11	397,8012	205,0145	1,25	0,20	0,25	0,03	0,63	5 627,43	-2 445,02	0,87	490,37	9,81	14,07	18,00	3,989643

- **Choix final des armatures verticaux des voiles (6+7^{ème} étage) :**

Tableau V. 28: choix du ferrailage vertical des voiles du 7^{ème} étage.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètres adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d'about}}$ (cm)
V1+V4	42 HA10	42 HA10	20	10
V5+V7	26 HA10	26 HA10	20	10
V6	40 HA10	40 HA10	20	10
V8+V9	18 HA10	18 HA10	20	10
V2+V11	18 HA10	18 HA10	20	10
V3+V10	12 HA10	12 HA10	20	10

- **Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage :**

Tableau V. 29: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 7^{ème} étage.

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
V1	-1 531,47	18,478	31,88	12,75	Vérifiée
V4	-1 586,10	18,478	32,28	12,75	Vérifiée
V5	-1 377,73	18,478	19,34	7,2	Vérifiée
V6	-1 395,45	18,478	31,25	12,75	Vérifiée
V7	-539,84	18,478	15,73	7,2	Vérifiée
V8	-563,96	18,478	13,69	6,6	Vérifiée
V9	-651,28	18,478	14,05	6,6	Vérifiée
V2	-2 387,34	18,478	13,91	3,75	Vérifiée
V3	-1 197,75	18,478	8,70	3,75	Vérifiée
V10	-1 144,01	18,478	8,50	3,75	Vérifiée
V11	-2 445,02	18,478	14,07	3,75	Vérifiée

• Ferraillage vertical des voiles (8ème étage)

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferraillage vertical :

Tableau V. 30: résultats détaillés du ferraillage vertical des voiles du 8ème étage.

Voile	P	M	L	e	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_{total}	Nombre barre	A_{vj}
	KN	KN.m	M	M	M ²	M ⁴	M	KN/m ²	KN/m ²	m	KN	Cm ²	Cm ²	/	Cm ²
V1	644,9937	1087,5429	4,25	0,20	0,85	1,28	2,13	2 568,56	-1 050,92	3,02	774,68	15,49	21,83	44,00	5,55
V4	543,0296	981,6281	4,25	0,20	0,85	1,28	2,13	2 272,35	-994,63	2,96	671,73	13,43	19,31	39,00	5,47
V5	261,0717	347,523	2,40	0,20	0,48	0,23	1,20	2 357,06	-1 269,26	1,56	367,69	7,35	11,31	23,00	7,23
V6	541,6478	974,1795	4,25	0,20	0,85	1,28	2,13	2 258,33	-983,86	2,96	668,54	13,37	19,20	39,00	7,35
V7	262,0419	350,0878	2,40	0,20	0,48	0,23	1,20	2 372,47	-1 280,62	1,56	369,79	7,40	11,39	23,00	0,35
V8	360,4629	223,5405	2,20	0,20	0,44	0,18	1,10	2 185,31	-546,85	1,76	384,54	7,69	9,62	20,00	1,77
V9	373,3797	225,6239	2,20	0,20	0,44	0,18	1,10	2 227,40	-530,22	1,78	395,81	7,92	9,80	20,00	1,80
V2	135,8043	180,5603	1,25	0,20	0,25	0,03	0,63	4 069,79	-2 983,35	0,72	293,54	5,87	10,17	21,00	0,47
V3	110,9526	100,6246	1,25	0,20	0,25	0,03	0,63	2 556,93	-1 669,31	0,76	193,37	3,87	6,39	13,00	0,32
V10	120,091	98,7248	1,25	0,20	0,25	0,03	0,63	2 424,01	-1 463,28	0,78	188,94	3,78	6,06	13,00	0,31
V11	13,79	205,0145	1,25	0,20	0,25	0,03	0,63	4 091,38	-3 981,06	0,63	259,21	5,18	10,23	21,00	0,35

- **Choix final des armatures verticaux des voiles (8ème étage) :**

Tableau V. 31: choix du ferrailage vertical des voiles du 8ème étage.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètres adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{drabout}}$ (cm)
V1+V4	28 HA10	28 HA10	20	10
V5+V7	16 HA10	16 HA10	20	10
V6	26 HA10	26 HA10	20	10
V8+V9	16 HA10	16 HA10	20	10
V2+V11	14 HA10	14 HA10	20	10
V3+V10	12 HA10	12 HA10	20	10

- **Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage :**

Tableau V. 32: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 8ème étage.

Voiles	σ_c (mpa)	$\overline{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
V1	-1 050,92	18,478	21,83	12,75	Vérifiée
V4	-994,63	18,478	19,31	12,75	Vérifiée
V5	-1 269,26	18,478	11,31	7,2	Vérifiée
V6	-983,86	18,478	19,20	12,75	Vérifiée
V7	-1 280,62	18,478	11,39	7,2	Vérifiée
V8	-546,85	18,478	9,62	6,6	Vérifiée
V9	-530,22	18,478	9,80	6,6	Vérifiée
V2	-2 983,35	18,478	10,17	3,75	Vérifiée
V3	-1 669,31	18,478	6,39	3,75	Vérifiée
V10	-1 463,28	18,478	6,06	3,75	Vérifiée
V11	-3 981,06	18,478	10,23	3,75	Vérifiée

V.4.5 Ferrailage horizontal

○ Vérification des voiles à l'Effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (**RPA99/Version 2003**)

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{e d}$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

e : Épaisseur du voile.

d : Hauteur utile. $d = 0,9 L$

D'après l'article (**RPA 99/Version 2003**). La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

○ Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :

D'après l'article (**A.5.1.2.3 de CBA 93**) La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{e S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj} k)}{0,9 f_e}$$

- $k = 0$: Dans le cas d'une fissuration très préjudiciable ; ou dans le cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.
- $k = 1$: En flexion simple, sans reprise de bétonnage.
- $k = 1 + 3\sigma_{cm} f_{c28}$: En flexion composée avec N, effort de compression.
- $k = 1 - 10\sigma_{tm} f_{c28}$: En flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{cm} , σ_{tm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

D'autre part le **RPA 99/version 2003** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage :

- Pour $\tau_u \leq 0,025 f_{c28}$: $A_{t \min} \geq 0,0015 b_0 s_t$
- Pour $\tau_u > 0,025 f_{c28}$: $A_{t \min} \geq 0,0025 b_0 s_t$

V.4.6 Exemple d'application

On prend comme exemple le voile V1 ($L = 4,25m$, $e = 0,20m$) du RDC (**Zone I**) :

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{e d} = 1,4 \frac{1337,05}{0,2 \times (0,9 \times 4,25)} = 2446,88 \text{ KN/m}^2$$

$$\overline{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 05 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \text{ Condition vérifiée}$$

- Dans notre cas $k = 1 - 10\sigma_{tm} f_{c28}$: En flexion composée avec N, effort de compression, Donc :

$$k = \frac{1-10\sigma_{tm}}{f_{c28}} = \frac{1-10 \times 3607.36}{25 \times 1000} = 1,44$$

D'après l'article (7.7.4.3 des RPA99/Version2003) l'espacement des barres doit être :

$$S_t \leq (1,5 e ; 30) \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{1(2,44 - 0,3 \times 2,1 \times 200 - 1,44) \times 0,2 \times 0,2 \times 1000}{0,9 f_e}$$

$$A_t \geq 1,49 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales minimales ($A_{t \min}$)**

$$\tau_u = 5 \text{ MPa} > 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{t \min} \geq 0,0025 b_0 s_t$$

$$A_{t \min} \geq 0,5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(0,648 ; 0,5) \text{ cm}^2 \quad A_t = 0,648 \text{ cm}^2$$

- **Choix des barres : 2HA12**

Pour les résultants des ferrailages horizontaux (effet de l'effort tranchant) ; on adopte une même section d'armatures horizontale pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 33: résultats détaillés du ferraillage vertical des voiles

voile	L (m)	T (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	S_t (m)	K	A_t (cm ²)	$A_{t\ min}$ (cm ²)	Choix des barre :
V1	4,250	1337,0489	2,44	5	oui	0.2	-1,44	1,49151	0,5	2HA12
V4	4,250	1303,1334	2,38	5	oui	0.2	-1,46	1,47078	0,5	2HA12
V5	2,400	629,8147	2,04	5	oui	0.2	-1,55	1,34136	0,5	2HA12
V6	4,250	1659,8698	3,03	5	oui	0.2	-1,09	1,65742	0,5	2HA12
V7	2,400	622,3938	2,01	5	oui	0.2	-1,56	1,33392	0,5	2HA12
V8	2,200	469,4919	1,65	5	oui	0.2	-2,51	1,44090	0,5	2HA12
V9	2,200	470,095	1,66	5	oui	0.2	-2,45	1,42506	0,5	2HA12
V2	1,250	335,3924	2,08	5	oui	0.2	-2,11	1,51938	0,5	2HA12
V3	1,250	204,4748	1,27	5	oui	0.2	-1,62	1,0215	0,5	2HA10
V10	1,250	208,8913	1,29	5	oui	0.2	-1,61	1,03120	0,5	2HA10
V11	1,250	339,3605	2,11	5	oui	0.2	-2,09	1,52645	0,5	2HA12

• Exemple de calcul du linteau LY1[1]

$h = 100\text{cm}; l = 1,40\text{ m} ; b = 20\text{ cm} ; V = 600,24\text{ kN}.$

$\tau_b = 3,88\text{ MPa} > 7\text{ MPa} \Rightarrow 2^{\text{ème}}\text{ cas}$

- Armatures longitudinales :

$A_l = A_l' > 0,0015 \times 20 \times 100 = 3\text{ cm}^2$ on prend 2T14 $A_s = 3,08\text{ cm}^2$

- Armatures de peau :

$A_c > 0,002 \times 20 \times 100 = 4\text{ cm}^2$ on prend 4T12 $A_s = 4,52\text{ cm}^2$ en deux nappes.

- Armatures transversales :

$\lambda_g = 1.4 > 1 \Rightarrow 1^{\text{er}}$

cas :

$100 \leq \frac{A_t \times 500 \times 300}{600240} \Rightarrow A_t > 4,0016\text{ cm}^2$

$\tau_b = 3,88\text{ MPa} > 0.025 \times f_c 28 = 0.625\text{ MPa}$

$$A_t = 4,00 \text{ cm}^2 > 0,0025 \times 20 \times 25 = 1,25 \text{ cm}^2 \text{ pour } S_t^{max} = \frac{h}{4} = 22,5 \text{ cm}$$

On prend 4T12 $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$ $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\text{tg} \alpha = \frac{100 - 2 \times 5}{140} = 0,64 \Rightarrow \alpha = 32,74^\circ$$

$$A_D = \frac{600240}{2 \times 500 \times \sin 32,74} = 11,10 \text{ cm}^2 > 0,0015 \times b \times h = 3 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

On prend 2x5T12 $A_s = 11,31 \text{ cm}^2$

Longueur d'ancrage : $L_s > 105 \text{ cm}$

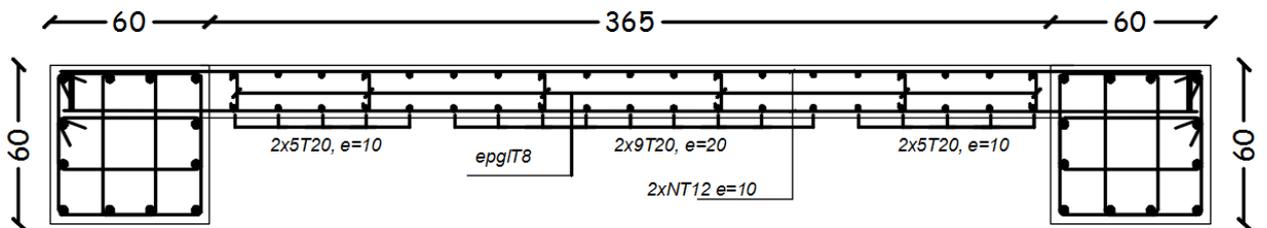


Figure V. 2: Exemple de ferrailage du voile (V y1)

CHAPITRE VI :
Etude des fondations

VI.1 INTRODUCTION

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elle constitue une partie importante de l'ouvrage.

VI.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 résultant, 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 interaction sol structure.

VI.1.2 Classification des fondations

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b. Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.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 données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

$N=N_1 + N_2$

N_1 : Charge de la superstructure calculée par la combinaison [G+Q+E].

N_2 : Charge du sous-sol calculé par la combinaison [1,35 G+1,5Q].

VI.2.1 Radier général

VI.2.1.1 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.

VI.2.1.2 Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier in faut que: $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 48503,19\text{kN} \\ \sigma_{sol} = 2,5\text{bars} \end{cases}$$

La surface du bâtiment $S_b=347,7 \text{ m}^2$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_b} = 139,49\text{kPa} \leq \sigma_{sol}=250\text{KPa}$$

Donc on a :

$$S_s > 50\% S_{R+8} \Rightarrow \frac{48503,19}{250} = 194 > 173,85$$

Alors on déduit que le radier général est nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du zone R+8.

VI.2.1.3 Pré dimensionnement de radier

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

• **Condition forfaitaire**

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{avec: } L_{\max} = 3,65\text{m}$$

Donc $h_r \geq 20,4$ cm prend

$h_{r1} = 30\text{cm}$

• **Condition de cisaillement : [1]**

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec: $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u \cdot 1\text{ml}}{S_{rad}}$

$N_u = N_u$ (superstructure) .

$N_u = 48503,19\text{kN}$

$L = 3,65\text{m}$, $b = 1\text{m}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} = 16,22\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_2 \geq 16,22\text{cm}$$

Conclusion :

$$h \geq \text{Max} (h_1 ; h_2) = 30 \text{ cm}$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$

Nervures:

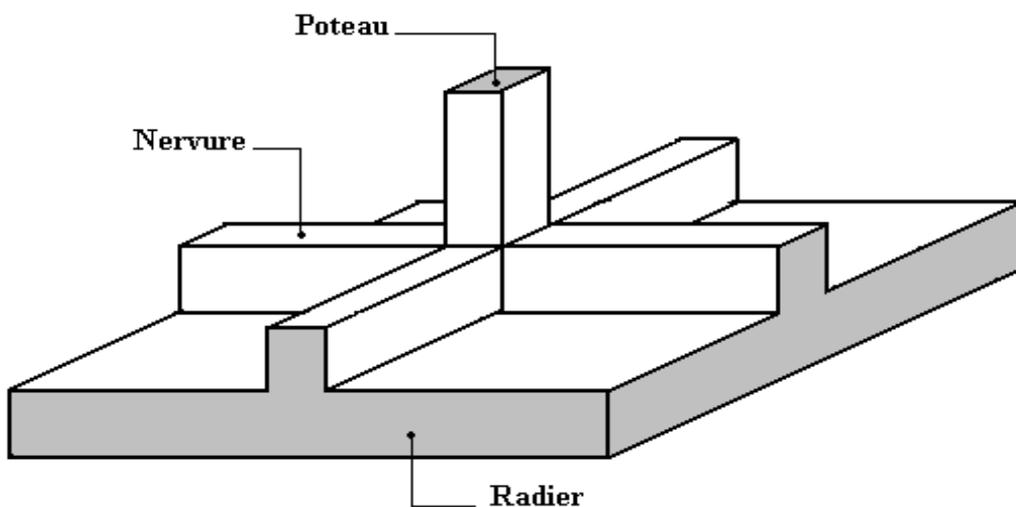


Figure VI. 1: disposition des nervures par rapport au radier et poteau

a. Condition de coffrage : (largeur de la nervure)

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{365}{10} = 36,5$$

On opte pour $b=40$ cm

b. La hauteur des nervures :

b.1. Condition de poinçonnement :

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (1) \text{ Avec :}$$

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u=3473,45$ kN)

U_c : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ($U_c=2[(a+b) +2h]$)

a,b: Dimensions du poteau du RDC (60x60)

$$N_u \leq 0,045(4a + 4h) \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (1) \Rightarrow h_1 \geq 63,96 \text{ cm}$$

On prend : $h_1=70$ cm

b.2. Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit :

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_2 < \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{On a : } L_{\max}=3,65 \text{ m} \Rightarrow 24,33 \text{ cm} < h_2 < 36,50 \text{ cm}$$

On prend: $h_2=35$ cm

• **Condition de la raideur :**

Pour étudier la nervures, on utilise la notion de la longueur élastique définie par

l'expression suivante: $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec: } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I: Inertie de la section transversale du nervures $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=21491,53$ MPa).

b=1: Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b=1$ m).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5$ [kg/cm³] → pour un très mauvais sol.
- $K=4$ [kg/cm³] → pour un sol de densité moyenne.

- $K=12[\text{kg}/\text{cm}^3] \rightarrow$ pour un très bon sol.

$$\text{On aura: } h_3 \geq \sqrt[3]{\frac{3K\left(\frac{2L_{\max}^4}{\pi}\right)}{E}} = 66,9$$

$$\Rightarrow h_3 = 70\text{cm}$$

Conclusion:

$$h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2 ; h_3) = 70$$

On prend : $h=70\text{cm}$

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier $h_r=30\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h_N = 70\text{cm} \\ b = 60\text{cm} \end{cases}$

VI.2.1.4 Caractéristiques géométriques du radier

A- Position du centre de gravité

Après le calcul on trouve :

$$X_g = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad Y_g = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} \quad \begin{cases} X_G = 13,68\text{m} \\ Y_G = 7,22\text{m} \end{cases}$$

$$I_{xx} = 9225,1\text{m}^4 \quad I_{yy} = 16557,6\text{m}^4$$

VI.2.1.5 Vérification de la stabilité du radier

La radier est sollicité par un effort normal venant des charges et surcharges de la structure et par un moment de renversement qui résulte de l'action sismique, donc on doit vérifier les contraintes à la surface du radier.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{M_s}{M_{ren}} > 1,5$$

M_s : Moment stabilisateur

M_{ren} : Moment de renversement du aux forces sismiques.

• **Moment stabilisateur M_s**

La seule action qui stabilise le bâtiment contre le renversement est celle qui est due au poids de l'ouvrage

• **Moment de renversement M_{rev}**

Le moment de renversement résulte de l'action sismique

$$M_{ren} = M_0 + V_0.h$$

M_0 : moment à la base de la structure

V_0 : effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'ancrage de la structure

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier etaps 16.

a- sens longitudinal

$$M_S = P_T \cdot Y_g$$

Avec :

P_T : poids de la structure y compris le poids du radier.

$$P_T = P_S + P_R = 49744,84 \text{ kN}$$

Y_g : la position du centre de gravité.

AN:

$$M_S = 49744,84 \times 7,22 = 359157,75 \text{ kN}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_0 = 54910.36 \text{ kN.m} \\ V_0 = 3388.59 \text{ kN} \\ h = 2,5 \end{array} \right\} \Rightarrow M_{rev} = 70881.835 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_S}{M_{rev}} = 5,07 > 1,5 \dots\dots\dots \text{la condition de soulèvement est vérifié.}$$

$$\frac{M_x}{N} < \frac{L_{max}}{4} \Rightarrow \frac{70881,835}{66405,16} = 1,067 < \frac{27,9}{4} = 6,97 \dots\dots \text{la condition de renversement est vérifié.}$$

b- sens transversal

$$M_S = P_T \cdot X_g$$

Avec :

P_T : poids de la structure y compris le poids du radier $P_T = 49744,84 \text{ kN}$

X_g : la position du centre de gravité.

AN:

$$M_S = 49744,84 \times 12,39 = 616338,568 \text{ kN}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_0 = 61949,57 \text{ kN.m} \\ V_0 = 5551,94 \text{ kN} \\ h = 2,5 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_{rev} = 78938,50 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_S}{M_{rev}} = 7,81 > 1,5 \dots\dots\dots \text{la condition de soulèvement est vérifié.}$$

$$\frac{M_x}{N} < \frac{L_{max}}{4} \Rightarrow \frac{78938,5}{66405,16} = 1,19 < \frac{20,2}{4} = 5,05 \dots\dots \text{la condition de renversement est vérifié.}$$

La stabilité est assurée dans les deux sens

VI.2.1.6 Vérification des contraintes dans le sol

On doit vérifier la contrainte du sol

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rod}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{48503,19}{347,7} = 1,39\text{bar} < 2,50\text{bar}$$

On doit vérifier aussi les contraintes sous le radier (σ_1, σ_2) avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times V_{\text{max}}}{I}$$

Avec : σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible σ_{sol} ($\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$).
- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.

ELS :

Sens x-x :

$$X_G = 13,68\text{m}$$

$$I_{yy} = 16557,6\text{m}^4$$

$$M_{\text{rev}} = 70881,83\text{kN.m}$$

$$N_{\text{ser}} = 48503,19\text{kN}$$

$$S = 347,7\text{m}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{RAD}}} \pm \frac{M_{\text{ser}}}{I_{yy}} X_G$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 182,58\text{kPa} \\ \sigma_2 = 38,90\text{kPa} \end{cases}$$

Sens y-y

$$y_G = 7,22\text{m}$$

$$I_{xx} = 9225,1\text{m}^4$$

$$M_{\text{rev}} = 78938,5\text{kN.m}$$

$$N_{\text{ser}} = 48503,19\text{kN}$$

$$S = 347,7\text{m}^2$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 186,44\text{kPa} \\ \sigma_2 = 35,08\text{kPa} \end{cases}$$

Remarque : $\sigma_{sol} = 250 \text{ kPa}$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

Tableau VI. 1: vérification a l'état limite de service

	σ_1 [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	σ_m [kN/m ²]
Sens x-x	182,58	38,90	141,14
Sens y-y	186,44	35,08	143,,06
vérification	< σ_{sol}	> 0	< σ_{sol}

ELU :

Sens x-x :

$$X_G = 13,68\text{m}$$

$$I_{yy} = 16557,6\text{m}^4$$

$$M_{rev} = 70881.83\text{kN.m}$$

$$N_u = 66405,16\text{kN}$$

$$S = 347,7\text{m}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{ser}}{S_{RAD}} \pm \frac{M_{ser}}{I_{yy}} X_G$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 220,35\text{kPa} \\ \sigma_2 = 77,60\text{kPa} \end{cases}$$

Sens-y-y

$$y_G = 7,22\text{m}$$

$$I_{xx} = 9225,1\text{m}^4$$

$$M_{rev} = 78938,5\text{kN.m}$$

$$N_u = 66405,16\text{kN}$$

$$S = 347,7\text{m}^2$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 225,20\text{kPa} \\ \sigma_2 = 73,80\text{kPa} \end{cases}$$

Tableau VI. 2: verification a l'etat limite ultime

	σ_1 [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	σ_m [kN/m ²]
Sens x-x	220,35	77,60	177,98
Sens y-y	225,20	73,80	179,90
vérification	$< \sigma_{sol}$	> 0	$< \sigma_{sol}$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VI.2.1.7 Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont les poteaux.

Etant donné que les panneaux n'ont pas les mêmes dimensions, on adoptera le même ferrailage pour tout les panneaux du radier, on considérant les sollicitations maximales du panneau le plus sollicité.

Le panneau sera calculé comme simplement appuis sur ses quatre cotés et sur une bande de 1m de largeur, la fissuration est considérée comme préjudiciable, puis on procédera à la vérification des moments isostatiques en travées et sur appuis.

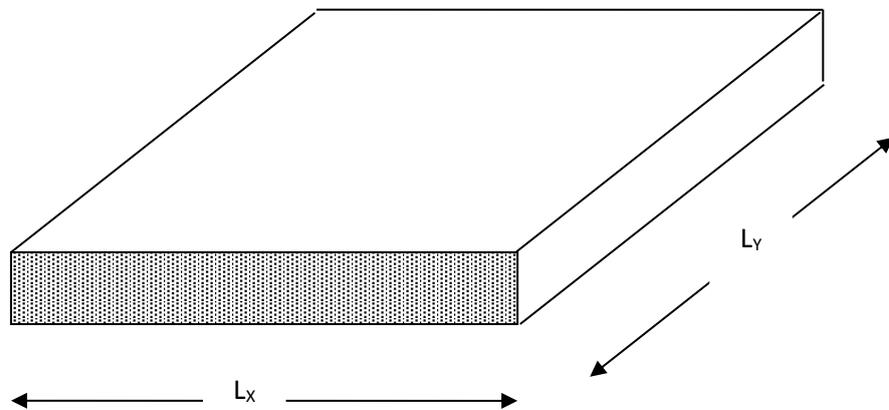


Figure VI. 2: vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicité

a. Ferrailage de la dalle du radier :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,65}{3,65} = 1$$

$> 0,40$

\Rightarrow La dalle travaille dans les deux sens.

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires (BAEL91)

- **ELU :** $v = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0392 \\ \mu_y = 0,9322 \end{cases}$
- **ELS:** $v = 0,2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,046 \\ \mu_y = 0,9541 \end{cases}$

a.1. Valeur de la pression sous radier :

ELU: $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 372,18 \text{ kN/m}$

ELS: $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 143,06 \text{ kN/m}$

a.2. Détermination des efforts : [1]

⇒ **ELU**

$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0392 \cdot 372,18 \cdot (5,1)^2 = 283,42 \text{ kN.m}$

$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,9322 \cdot 283,42 = 171,00 \text{ kN.m}$

$M_{tx} = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \cdot 283,42 = 155,90 \text{ kN.m}$

$M_{ty} = 0,85 \cdot M_y = 0,85 \cdot 171,00 = 145,34 \text{ kN.m}$

$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 0,5 (283,42) = 91,71 \text{ kN.m}$

⇒ **ELS**

$M_x = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 = 0,0465 \cdot 143,06 \cdot (5,1)^2 = 173,03 \text{ kN.m}$

$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,9541 \cdot 173,03 = 165,08 \text{ kN.m}$

$M_{tx} = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \cdot 173,03 = 147,08 \text{ kN.m}$

$M_{ty} = 0,85 \cdot M_y = 0,85 \cdot 165,08 = 140,32 \text{ kN.m}$

$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 0,5 (173,03) = 86,52 \text{ kN.m}$

Tableau VI. 3: récapitulatifs des moment

	ELU	ELS
M_{tx} [kN.m]	155,90	147,08
M_{ty} [kN.m]	145,34	140,32
M_{ax,y} [kN.m]	91,71	86,52

a.3. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Avec : $b = 100 \text{ cm}$ $h = 30 \text{ cm}$ $d = 27 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Tableau VI. 4: choix des armatures

	Sens	M _u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _i (cm)
Travée	x-x	155,90	0,054	0,070	43,74	10,24	6T16	12,06	15
	y-y	145,34	0,050	0,065	43,83	9,53	6T16	12,06	15
Appui	x-x	91,71	0,032	0,040	44,27	5,95	6T14	9,24	15
	y-y								

Espacement : [1]

Travée :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{6} = 15\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{6} = 15\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Appuis :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{6} = 15\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{6} = 15\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

2. Vérification des contraintes à l'ELS : [1]

Tableau VI. 5: VERIFICATION DES CONTRAINTES

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	147,08	12,06	11,08	6,43	15	295,22	250	Non vérifier
	y-y	140,32	12,06	11,08	6,13	15	281,66	250	Non vérifier
Appuis	x-x	86,52	9,24	9,87	4,20	15	224,48	250	Non vérifier
	y-y								

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

Redimensionnement des sections d'armatures :

	Sens	Choix/ ml	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	x-x	6T20	18,85	15
	y-y	6T20	18,85	15
Appui	x-x	6T16	12,06	15
	y-y			

Vérification des contraintes à l'ELS : [1]

Tableau VI. 6: vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	147,08	18,85	13,37	5,42	15	192,48	250	Vérifiée
	y-y	140,32	18,85	13,37	5,17	15	183,63	250	Vérifiée
Appuis	x-x	86,52	12,06	11,08	3,78	15	173,67	250	Vérifiée
	y-y								

b. Ferrailage des nervures :

b.1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire "BAEL91 modifié 99" [2].

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_t = 0,50M_0$

b.2. Calcul des armatures :

$b = 60 \text{ cm} ; h = 70 \text{ cm} ; d = 63 \text{ cm} ; L = 3,65 \text{ m} ; q = 372,18 \text{ kN/ml}$

Tableau VI. 7: ferrailage des nervures

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z(cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	526,84	0,058	0,074	104,77	14,45	8T16	16,08
Appuis	309,09	0,034	0,043	106,13	8,36	4T16+4T14	14,20

b.3. Vérifications nécessaires :

1. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI. 8: vérification des contraintes

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	418,95	21,99	30,49	5,10	15	194,73	250	Vérifiée
Appuis	246,44	12,50	23,94	3,74	15	197,11	250	Vérifiée

2. Vérification de la contrainte tangentielle du béton : [2]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{372,18 \times 3,65}{2} = 509,22 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{509,22 \cdot 10^3}{600 \times 630} = 1,35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

4. Vérification de la flèche :

Pour le calcul de la flèche, nous sommes dispensés d'évaluer sa valeur si les trois conditions suivantes sont satisfaites en même temps :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0,7}{365} = 0,191 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{21,99}{60 \times 63} = 0,0058 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{0,7}{365} = 0,191 \geq 0,085 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Avec :

L : la portée entre nus d'appuis.

h : la hauteur totale de la section.

M₀ : le moment isostatique.

M_t : le moment maximal en travée.

A_s : la section de l'armature tendue correspondante

f_e : la limite d'élasticité de l'acier

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la valeur de la flèche.

b.4. Armatures transversales :

BAEL 91 modifié 99 [2] :

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

RPA99 version 2003 [1] :

$$A_t \geq 0,003 b_0 S_t$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1\right) = 19,2\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \quad .$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 35\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \quad .$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10}\right) = 1,6\text{cm}$$

$$f_e = 500\text{MPa} ; \tau_u = 1,35 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2,1\text{Mpa} ; b = 60 \text{ cm} ; d = 63\text{cm}$$

On trouve :

$$S_t = 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale.}$$

$S_t=30\text{cm}$Zone courante.

$A_t \geq 6,21 \text{ cm}^2$

$\phi_t = 1,0 \text{ cm}$

On prend : 6 T12=6,79 cm^2

c.d. Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

Pour les bâtiment courant on a 1 cm^2 / m pour les armatures de peau

On opte 4T14 = 6,16 cm^2

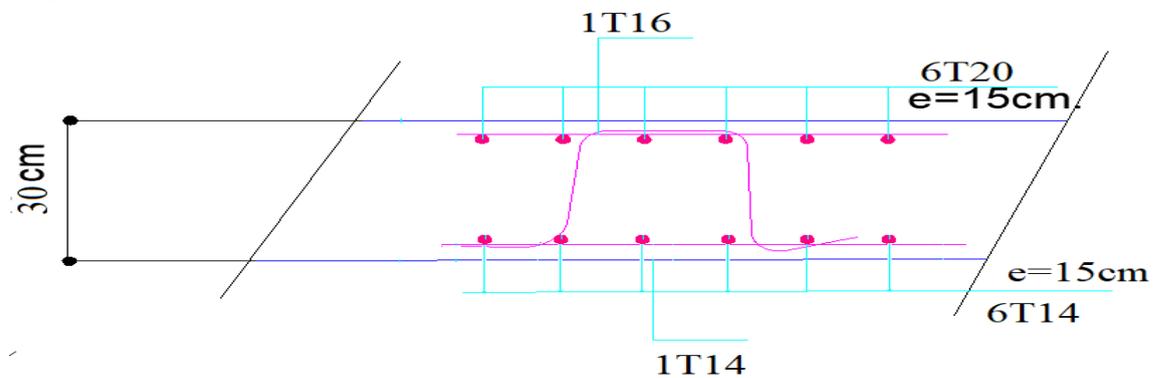


Figure VI. 3 : ferrailage de la dalle du radier

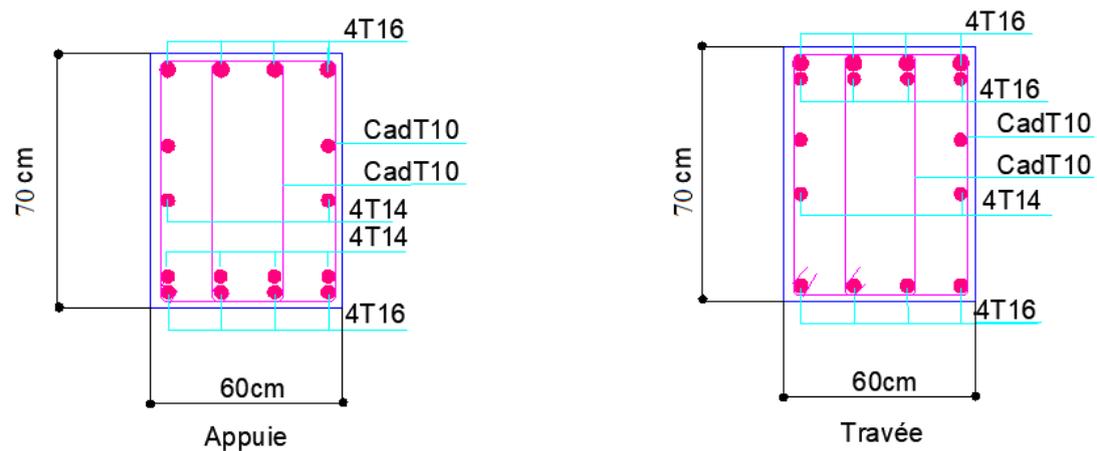


Figure VI. 4: ferrailage des nervures

VI.3 Etude du voile périphérique

VI.3.1 Introduction

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumis à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs. Selon le [1], le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur minimale des voiles est : $e \geq 15 \text{ cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

VI.3.2 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.

$$L_x = 2,5 - 0,35 = 2,15 \text{ m} ; L_y = 4,25 - 0,60 = 3,65 \text{ m} ; e = 20 \text{ cm}$$

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1 m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$P_i = k_0 \cdot \gamma d \cdot \frac{Lx^2}{2}$$

Avec :

P_1 : Contrainte à la base sur une bande de 1 m.

$$K_p : \text{Coefficient de poussée } K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

γ_h : Poids spécifique des terres ($\gamma_h = 17,60 \text{ kN/m}^3$).

H : Hauteur du voile (H = 2,5 m).

φ : Angle de frottement interne du remblai $\varphi = 20^\circ$.

$$K_p = 0,49$$

$$\text{Donc : } P_i = 26,95 \text{ kN/ml} \rightarrow P_u = 36,38 \text{ kN/ml}$$

VI.3.3 Effort dans la Dalle

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,58 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0836 ; \mu_y = 0,2822$$

$$M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2 = 19,008 \text{ kN m}$$

$$M_y = u_y \cdot M_x = 5,36 \text{ kN m}$$

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75M_x = 14,25 \text{ kN m} ; M_{ty} = 0,75M_y = 4,02 \text{ kN m}$$

Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 9,5 \text{ kNm}$$

VI.3.4 Calcul du Ferrailage

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPA}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 9: Ferrailage du Voile Périphérique.

	Sens	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)	A _s ^{min} (cm ²)
Travée	x-x	14,25	2,09	2	4T10	4,71	25	1,42
	y-y	4,02	0,58	2	4T10	4,71	25	1,2
Appuis	x-x	9,5	1,38	2	4T10	4,71	25	1,42
	y-y	9,5	1,38	2	4T10	4,71	25	1,2

a. Condition de Non Fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23 \cdot B \cdot d \cdot (f_{tj}/f_e) = 1,98 \text{ cm}^2$$

b. Condition exigée par le RPA99/version 2003

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_s^{\min} = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 .$$

VI.3.5 Vérifications nécessaires

a. Vérification de l'Effort Tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \tau_u' = 0,05 f_c 28 = 1.25 \text{ MPA}$

$$T_x = \frac{p_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_x + L_y} = 41,79 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{p_u \cdot L_x}{3} = 30,32 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = \max (T_x ; T_y) = 30,32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.17 < 1.5 \Rightarrow \text{vérifier}$$

b. Vérification à l'ELS :

- **Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$Q_{ser} = 26,95 \text{ kN/ml}$

$\mu_x = 0,0897; \mu_y = 0,4462$

$M_x = u_x \cdot Q_s \cdot L^2_x = 15,12 \text{ Kn.m}$

$M_y = u_y \cdot M_x = 6,74 \text{ Kn.m}$

• **Moment en travée :**

$M_{tx} = 0,75 M_x = 11,34 \text{ kNm}$

$M_{ty} = 0,75 M_y = 5,06 \text{ kNm}$

• **Moment sur appuis :**

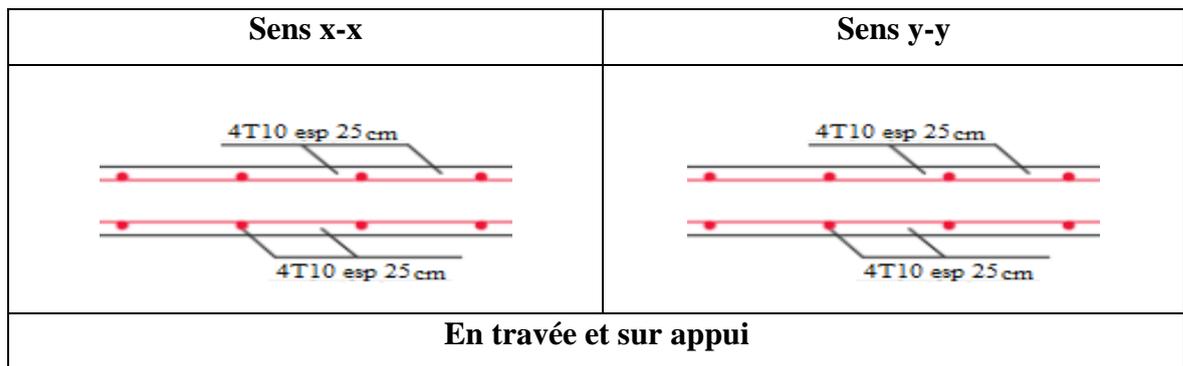
$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 7,56 \text{ kN}$

c. Vérification des contraintes

Tableau VI. 10: Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc}(\text{Mpa})$	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_s(\text{Mpa})$	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Vérification
Travée	x-x	11,34	4,71	3,77	18	164,7	250	Oui
	y-y	6,74	4,71	2,24	18	97,9	250	Oui
Appui	x-x	7,56	4,71	2,51	18	109,8	250	Oui
	y-y	7,56	4,71	2,51	18	109,8	250	Oui

Tableau VI. 11: Schéma de ferrailage du voile périphérique.



Conclusion Générale

Conclusion générale

Le projet de fin d'études est une phase très importante dans le cycle de formation d'un étudiant, en effet il lui donne une idée large sur une partie de son domaine de spécialité ce qui lui permet de mieux comprendre ce qu'il a vu au cours de son enseignement théorique.

De notre part, cette étude nous a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine de la construction en génie civil, et développer les idées grâce à la lecture des différentes références bibliographiques.

Dans notre étude sismique on constate que La structure possède un coefficient de comportement R égale à 4 ce qui signifie qu'elle est relativement rigide à cause du nombre important de voiles constituant le système de contreventement.

Les voiles sont disposés d'une manière à être le plus loin possible du centre de gravité pour crée un grand bras de levier et assurer la stabilité de notre structure, Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une meilleure distribution des Efforts internes, et donc le phénomène de torsion sera évité.

Dans le ferrailage des éléments principaux (poteaux poutres) souvent les combinaisons accidentelles sont les plus défavorables.

D'après l'étude de l'infrastructure on constate que le pré dimensionnement et le ferrailage sont plus important.

En gros ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, il nous acquis des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans notre future vie professionnelle.

En espérant que ce travail puisse être utile pour nos collègues dans le futur.

ANNEXES

ORGANIGRAMME -I-

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

Cas générale

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

cas accidentelle

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1$$

LES DONNEE
Caractéristique du béton et
l'acier

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

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

Oui Non

$\mu < \mu_R$

$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}]$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

Oui Non

$\mu \leq$

$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s = 3,50/1000 \cdot \left[\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right]$$

$$A_S = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$$

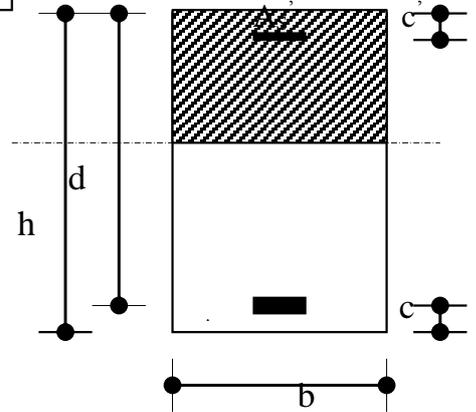
$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d - c')/d] - \zeta_{es}$$

$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

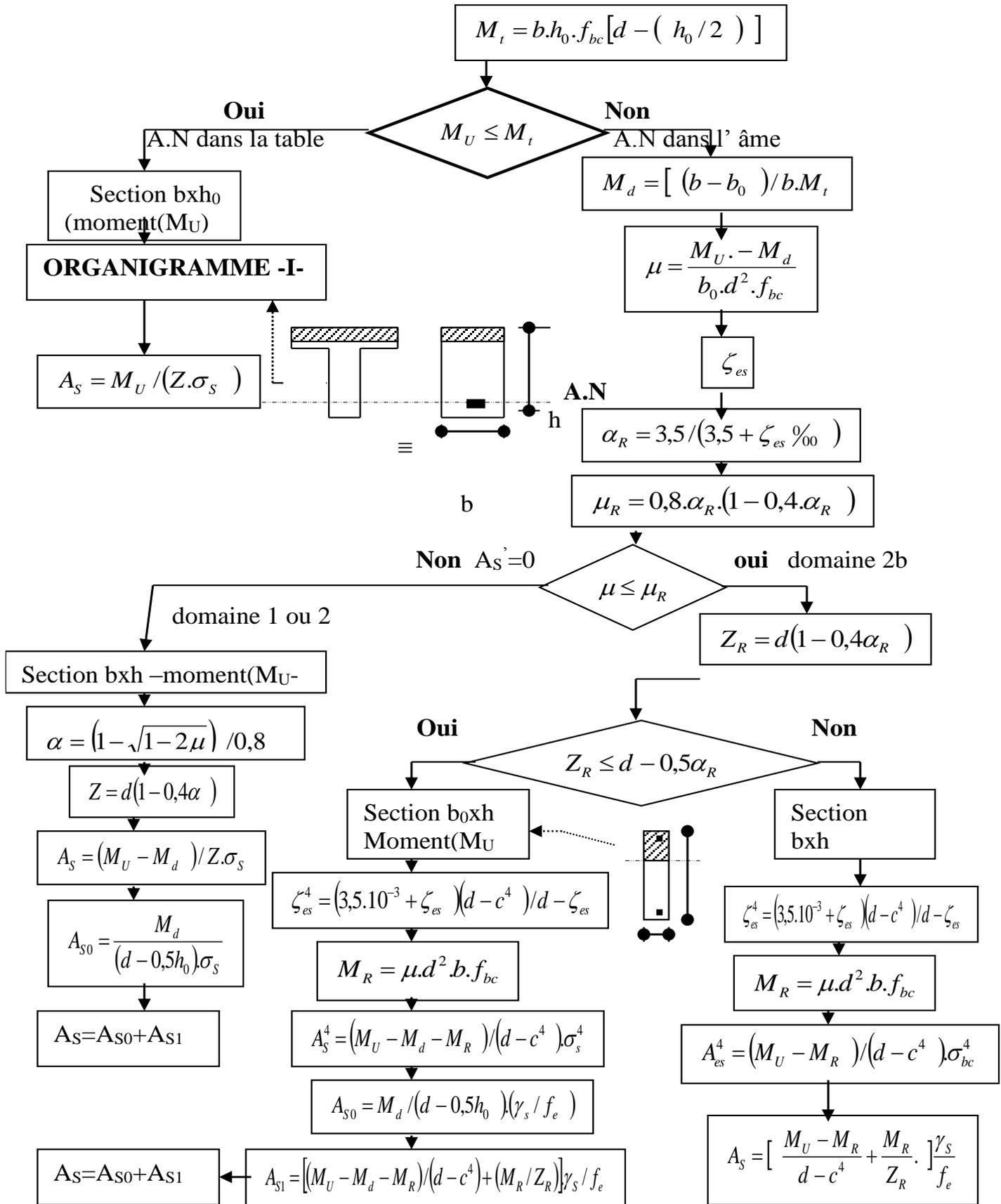
$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

$$A_S' = (M_U - M_R) / [(d - c') \cdot \sigma_s']$$

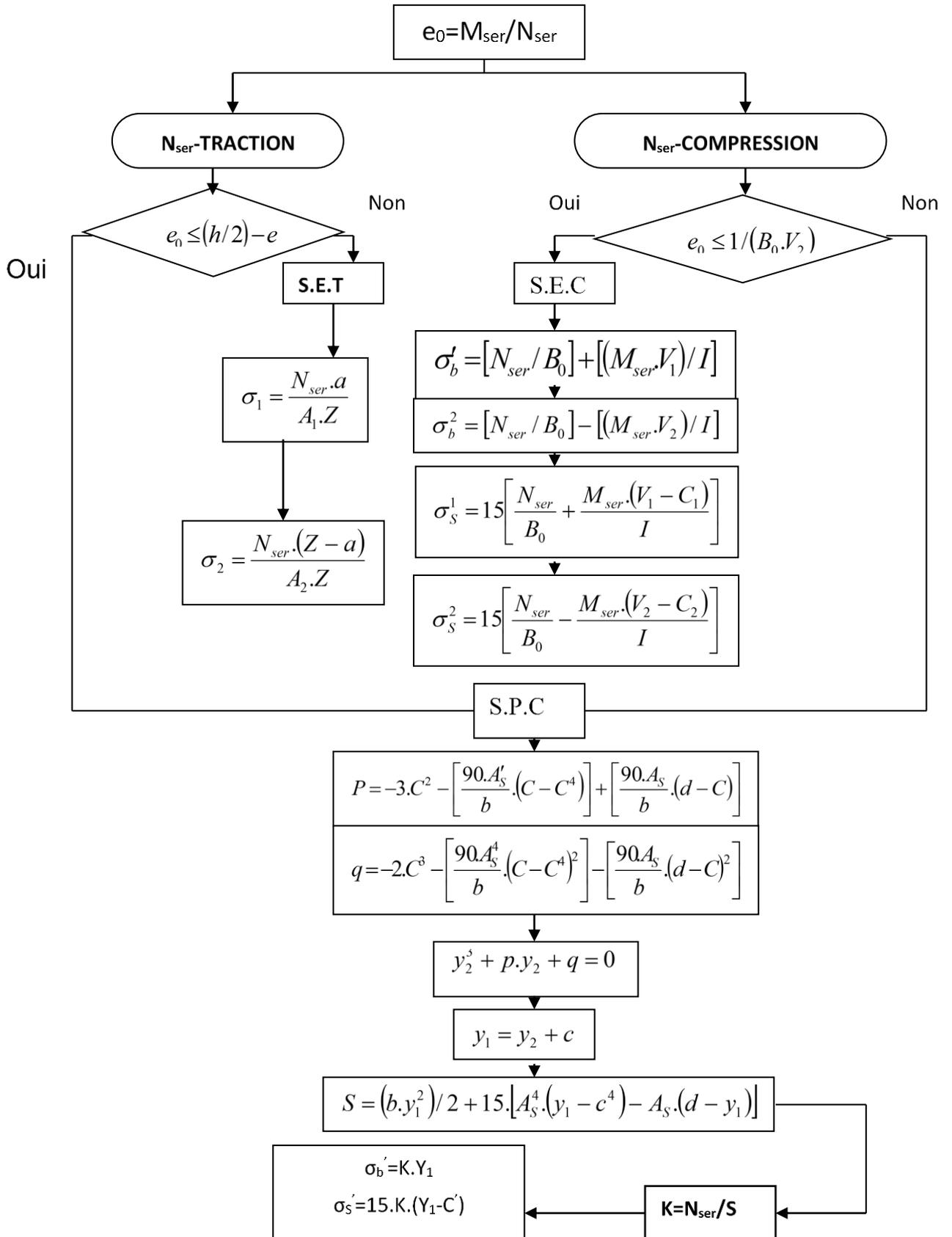
$$A_S = \left[\frac{(M_U - M_R)}{(d - c')} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{f_e / \gamma_s}$$



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



ORGANIGRAMME-III-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S



RECONNAISSANCE DU SOL

Rapport préliminaire de l'étude de sol du site :

« Réalisation des logements à Bouzareah, wilaya d'Alger »

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, en plus, il est surtout indispensable d'avoir des renseignements assez précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain, afin de justifier le type de fondations correspondant.

Caractéristiques physiques et mécaniques du sol

D'après l'étude géologique, géotechnique et chimique, on peut dire qu'on a un sol :

- Argiles sableuses à inclusions graveleuses alluvionnaires (Site meuble)
- Peu plastique
- Faible humidité
- Compacité moyenne
- Peu gonflant et de compressibilité moyenne.

Par ailleurs, si on veut récapituler les caractéristiques physiques et mécaniques du sol, elles seront :

- Teneur en eau naturelle : $W = 13,25\%$
- Limite de liquidité : $WL = 37\%$
- Limite de plasticité : $WP = 19\%$
- Indice de plasticité : $IP = 18\%$
- Pression de consolidation : $Pc = 0,569 \text{ bars}$
- Coefficient de compressibilité : $Cc = 0,141 \text{ bars}$
- Coefficient gonflement : $Cg = 0,021 \text{ bars}$
- Angle de frottement interne : $\varphi = 20^\circ$
- Cohésion : $Cu = 0,50 \text{ bars}$
- Poids volumique total humide : $\gamma h = 17,6 \text{ kN/m}^3$

Résistance du sol

Les valeurs de la capacité portante du sol, en fonction des différentes profondeurs d'ancrage, à adopter pour le calcul de génie civil des ouvrages, sont récapitulées dans le tableau suivant :

Profondeur (m)	q^{adm} (bars)
1,5	1,93
2,5	2,34
3,5	2,60

Calcul des moments des dalles continues [2]

Pour les dalles continues, constituées de panneaux rectangulaires considérés comme encastrés sur leurs bords, le calcul des moments de flexion s'effectue par la méthode forfaitaire suivante :

Quel que soit leur élancement $\alpha = Lx/Ly$, on commence par déterminer les moments de flexion qui se développeraient dans chaque panneau s'ils étaient isostatiques (simplement appuyés sur leur contour) ; ces moments sont notés M_{ox} et M_{oy} ; les moments dans les panneaux réels sont pris égaux à ces moments "isostatiques" multipliés par des coefficients forfaitaires.

Les dispositions forfaitaires sont résumées sur les figures ci-après :

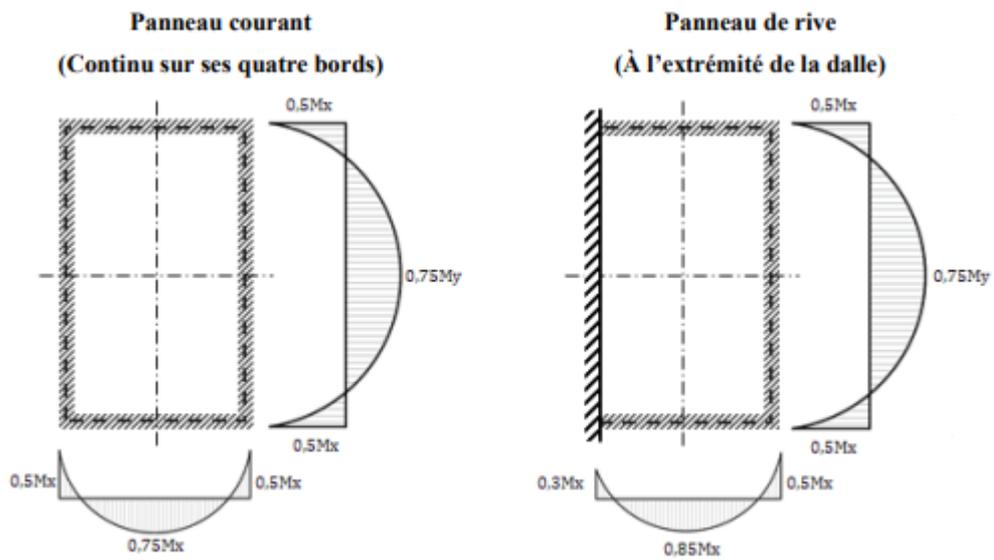


Figure C : Moment en travée et sur appuis.

REFERANCES

Règlements

- [1] Document Technique Règlementaire **DTR B C 2 48**
Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99 / VERSION 2003.**
- [2] Document techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites - **BAEL 91 modifié 99** et **DTU** associés.
- [3] Document Technique Règlementaire **DTR B.C. 2.2**
Charges Permanentes et charges d'exploitation.

Logiciels

- ✓ **AUTOCAD 2016 ;**
- ✓ **Excel ;**
- ✓ **ETABS V16 2.0 ;**
- ✓ **SOCOTEC V 1.02 ;**