

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil



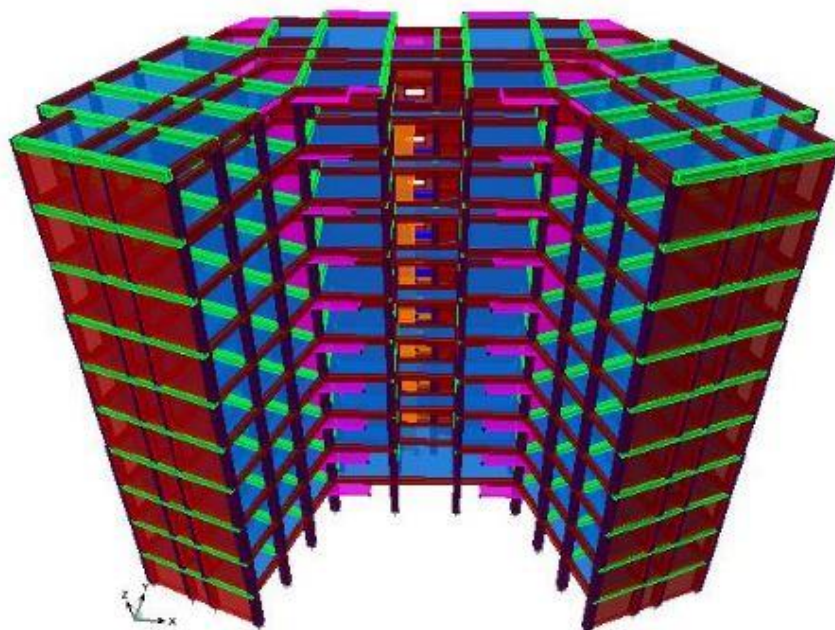
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Projet de Fin d'Etudes

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

Thème

**Conception et étude d'un bâtiment R+9 à usage
d'habitation avec contreventement mixte**



Dirigé par :

M^{me} . A.CHIKH

Présenté par :

M. GASMI Salah
M. ZEKHMI Abdelaali

Promotion Juin 2014

E.N.P- 10, Avenue Hassen Badi, 16200 El Harrach, Alger

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة عمارة سكنية من الخرسانة المسلحة ذات طابق أرضي بالإضافة إلى تسعة طوابق، تمت بنائها في ولاية الجزائر المصنفة ذات نشاط زلزالي قوي. مقاومة البنية محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة وعارضات + جدران مسلحة)، كما أن لها منظر في المستوي على شكل U. تم التصميم وفقا لقوانين ومعايير البناء المطبقة في الجزائر

(BAEL91 ; CBA93 ; RPA99version2003)

الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج (ETABS version 9)

كلمات مفاتيح

خرسانة مسلحة، تدعيم مختلط، نموذج، دراسة ديناميكية.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation en béton armé (R+9) implanté à Alger qui est classée comme une zone à forte sismicité. La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles), dont la vue en plan est en forme de U. La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91), L'étude dynamique a été faite par le logiciel (ETABS V9).

Mots clés

Béton armé, contreventement mixte, modélisation, étude dynamique

Abstract

The goal of this work is the study of a structure of building with use of reinforced concrete dwelling of ten story established in Alger which is classified like a zone with of high seismicity. The resistance of the building of which the is ensured by a mixed system of wind-bracing (gantries + veils), sight in plan is in the shape of U, the design was made according to payments' of construction in force (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91). The dynamic study was made on software (ETABS V9).

Key words

Reinforced concrete, mixed brace system, modeling, dynamic analysis.

Remerciement

Nous tenons à remercier avant tout ALLAH le tout puissant de nous avoir donné la force, la volonté et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nos sincères remerciements aux messieurs les membres du jury d'avoir pris le temps et le soin de lire ce rapport.

Nos remerciements vont aussi à notre promotrice Mme A.CHIKH pour les orientations et les conseils qu'elle nous a prodigués tout au long de la préparation de ce mémoire.

Nous tenons à remercier également tout le personnel de BEREG Alger, et plus essentiellement Monsieur KADRI Toufik.

Nos remerciements vont également à tous les enseignants qui ont participé à notre formation et l'aide qu'ils nous ont fournie pendant la période d'étude.

Nous tenons à remercier enfin tous nos amis ainsi que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Table des matières

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation du projet	
1. Introduction.....	2
2. présentation de l'ouvrage	2
3. Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	2
3.1. Béton	6
3.1.1 Résistance de béton.....	6
3.1.2. Déformation longitudinale de bét.....	6
3.1.3. Coefficient de poisson	7
3.2. Acier	7
3.2.1. Caractéristiques mécanique	7
3.2.2. Etat limite d'ouverture des fissures	7
3.2.3. Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	8
3.3. Système structurelle	8
3.4. Maçonnerie.....	9
3.5. Revêtement.....	9
3.6. Acrotère.....	9
Chapitre II : prédimensionnement et descente des charges	
1. Introduction	10
2. Prédimensionnement des dalles	10
2.1. Planchers à corps creux.....	10
2.1.1. Résistance au feu	10
2.1.2. Isolation phonique	10
2.1.3. Résistance à la flexion.....	11
2.1.4. Condition de flèche	11
2.2. Dalle pleine en BA	12
2.3. Evaluation des charges.....	12
2.3.1. Plancher terrasse	12
2.3.2. Plancher courant.....	13
2.3.3. Dalle pleine sur deux appuis.....	13
2.3.4. Mur à double cloison.....	13
2.3.5. Mur de séparation	14
3. Prédimensionnement des poutres.....	14
3.1. Poutres principales	14
3.2. Poutres secondaires.....	15
4. Prédimensionnement des poteaux	15
4.1. Effort normal dû aux charges permanentes.....	16
4.2. Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression.....	17
5. Prédimensionnement des voiles.....	20
6. prédimensionnement acrotère	21
7. prédimensionnement des escaliers.....	22
Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires	
1. Introduction.....	24
2. Acrotère	24
2.1. Calcul des sollicitations	24
2.2. Combinaisons de charges.....	25

2.3. Ferrailage	25
2.3.1. Calcul à l'ELU.....	25
2.3.2. Vérification à L'ELS.....	27
2.3.3. Vérification de l'effort tranchant	27
2.3.4. Vérification de l'acrotère au séisme	27
2.4. Choix de ferrailage.....	28
3. Escalier	28
3.1. Définition des éléments d'un escalier.....	28
3.2. Combinaisons des charges.....	29
3.3. Ferrailage à E.L.U.....	30
3.4. Calcul de section d'armature.....	31
3.4.1. Calcul des armatures principales.....	31
3.4.2. Calcul des armatures de répartition.....	32
3.5. L'état limite de service (E.L.S).....	32
3.6. Condition de non-fragilité	34
Chapitre IV : Etude dynamique	
1. Introduction.....	35
2. Modélisation de rigidité.....	35
3. Modélisation de masse.....	35
4. Choix de la méthode de calcul.....	36
4.1. La méthode statique équivalente.....	36
4.2. La méthode modale spectrale	37
5. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure.....	39
6. Les résultats de l'analyse dynamique (ETABS V 9.7.4).....	40
6.1. Vérifications.....	41
6. Conclusion.....	44
Chapitre V : Planchers	
1. Introduction.....	45
2.1. Ferrailage de la dalle de compression.....	45
2. Plancher a corps creux.....	45
2.2. Etude de la poutrelle.....	46
2.2.1. Ferrailage.....	47
2.2.2. Choix de la méthode de calcul	48
2.2.3. Ferrailage en travée et sur appui.....	52
2.2.4. Vérifications.....	53
3. Dalles pleines.....	54
3.1. Dalle pleine trapézoïdale.....	54
3.1.1. Evaluation des charges.....	54
3.1.2. Calcul des moments.....	54
3.2. Dalle rectangulaire de la cage d'escalier.....	55
3.3. Dalle rectangulaire de balcon.....	55
3.3.1. Ferrailage à ELU.....	56
3.3.2. Condition de non-fragilité.....	56
3.3.3. Condition de cisaillement.....	57
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux	
1. Introduction.....	58
2. Ferrailage des poteaux.....	58

2.1. Les armatures longitudinales.....	58
2.1.1. Recommandations du RPA2003.....	58
2.2. Détermination des sollicitations.....	59
2.3. Calcul du ferrailage.....	59
2.3.1. Condition de non-fragilité.....	60
2.4. Armatures transversales.....	61
2.4.1. Vérification de l'effort tranchant.....	61
2.4.2. Calcul des armatures transversales.....	61
2.4.3. Vérification a ELS.....	62
3. Ferrailage des poutres.....	63
3.1. Recommandations du RPA99 version 2003.....	63
3.1.1. Armatures longitudinales.....	63
3.2. Condition de non-fragilité.....	64
3.3. Vérification de l'effort tranchant.....	64
3.4. Calcul des armatures transversales.....	65
3.4.1. Vérifications à l'ELS.....	65
4. Ferrailage des voiles.....	66
4.1. Identification des voiles.....	67
4.2. Ferrailage des voiles.....	67
4.2.1. Recommandations du RPA99 version 2003.....	67
4.2.2. Calcul du ferrailage vertical.....	68
4.2.3. Armatures horizontales.....	70
4.3. Linteaux.....	71
4.3.1. Ferrailage des linteaux.....	71

Chapitre VII : Etude des fondations

1. Introduction.....	73
2. Choix du type de fondation.....	73
3. Dimensionnement des fondations.....	73
3.1. Etude du radier.....	74
3.2. Prédimensionnement du radier.....	74
3.2.1. Conditions forfaitaires.....	74
3.2.2. Condition de vérification de la longueur élastique.....	74
3.2.3. Caractéristiques géométriques du radier.....	75
3.3. Vérification au cisaillement.....	75
3.4. Détermination des efforts.....	75
3.5. Calcul des sollicitations à la base du radier.....	76
3.6. Vérification au poinçonnement.....	76
3.7. Vérification de la stabilité au renversement.....	77
3.8. Vérification des contraintes.....	77
3.9. Vérification aux sous-pressions.....	78
4. Ferrailage du radier.....	78
4.1. Condition de non-fragilité.....	79
4.2. Vérification au cisaillement.....	79
5. Ferrailage des nervures.....	79
5.1. Vérification de l'effort tranchant.....	82

5.2. Calcul des armatures transversales minimales.....	82
6. Etude du débord de radier.....	82
6.1. Vérification au cisaillement.....	82
Conclusion générale.....	84
Bibliographie	
Annexes	
Annexe A- Organigrammes de dimensionnement.....	85
Annexe B- Etabs V9.....	89

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation du projet

Tab I.1. Résistance à la compression.....	6
Tab I.2. Caractéristiques mécaniques.....	7

Chapitre II : prédimensionnement et descente des charges

Tab.II.1. Choix de l'épaisseur de dalle pleine.....	12
Tab.II.2. Charge et surcharge due aux planchers terrasse.....	13
Tab.II.3. Charge et surcharge due aux planchers courant.....	13
Tab.II.4. Charge et surcharge due aux balcons.....	13
Tab.II.5. Charge permanente due aux murs à double cloison.....	13
Tab II.6. Charges permanentes dues aux murs de séparation.....	14
Tab.II.7. Vérification des conditions exigées par le RPA99 (version 2003).....	15
Tab.II.8. Charges permanentes des planchers.....	17
Tab.II.9. Charges permanentes des poutres.....	17
Tab.II.10. Coefficients de dégression de surcharges.....	18
Tab.II.11. Dégression des charges d'exploitation	18
Tab.II.12. Récapitulatif de la descente de charge.....	19
Tab.II.13. Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA.....	20
Tab.II.14. Charge et surcharge due au palier.....	23
Tab.II.15. Charge et surcharge due à la volée.....	23

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

Tab III.1. Combinaisons de charges	25
Tab III.2. Résultats à l'ELU	26
Tab III.3. Résultats à l'ELS	27
Tab .III.4. Justification des coefficients de l'équation de la force sismique.....	28

Chapitre IV : Etude dynamique

Tab.IV.1. Coefficients à retenir pour le calcul dynamique de l'ouvrage étudié.....	38
Tab.IV.2. Spectre de réponse de calcul.....	38
Tab.IV.3. Caractéristiques géométriques de bâtiment.....	40
Tab.IV.4. Période et facteurs de participation massique.....	40
Tab.IV.5. Vérification de la période.....	41
Tab.IV.6. Charge sismique à la base par la méthode statique équivalente.....	42
Tab.IV.7. Charge sismique à la base par la méthode modale spectrale donnée par ETABS.....	42
Tab.IV.8. Vérification de la résultante de la force sismique.....	42
Tab.IV.9. Vérification des déplacements inter-étages.....	43
Tab.IV.10. Justification vis-vis de l'effet P- Δ	44
Tab.IV.11. Vérification de la stabilité de la structure.....	44

Chapitre V : Planchers

Tab.V.1. Dimensions des poutrelles.....	48
Tab.V.2. Conditions d'applications des méthodes de calcul.....	48
Tab.V.3. Charges et surcharges revenant à la poutrelle.....	48
Tab.V.4. Schéma statique des différents types de poutrelles.....	49

Tab.V.5. Efforts dans les poutrelles.....	49
Tab.V.6. Effort dans les poutrelles.....	50
Tab.V.7. Tableau de calcul des efforts (poutrelle à 02 travées).....	51
Tab.V.8. Tableau de calcul des efforts (poutrelle à 03 travées).....	51
Tab.V.9. Tableau de calcul des efforts (poutrelle à 04 travées).....	52
Tab.V.10. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures.....	53
Tab.V.11. Vérifications aux appuis (Armatures longitudinales).....	53
Tab.V.12. Calcul des moments en travées et sur appuis.....	55
Tab.V.13. Combinaisons des charges du balcon.....	55
Tab.V.14. sollicitations agissant sur le balcon.....	56
Tab.V.14. Ferrailage du balcon à l'ELU.....	56
Tab.V.15. Vérification à ELS.....	57

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Tab VI.1. Combinaisons de calcul du ferrailage des poteaux.....	58
Tab VI.2. Recommandations du RPA sur les armatures longitudinales.....	58
Tab VI.3. Sollicitations de calcul pour le cas N_{max} et M_{cor}	59
Tab VI.4. Sollicitations de calcul pour le cas M_{max} et N_{cor}	59
Tab VI.5. Sollicitations de calcul pour le cas N_{min} et M_{cor}	59
Tab VI.6. Ferrailage des poteaux.....	60
Tab.VI.7. Ferrailage avec les sections minimales imposées par les RPA 99.....	60
Tab VI.8. Vérification à l'effort tranchant.....	61
Tab VI.9. Déterminations des armatures transversales des poteaux.....	62
Tab VI.10. Ferrailage transversal selon les RPA 99 version 2003.....	62
Tab VI.11. Vérification a ELS.....	63
Tab VI.12. Combinaisons considérées pour le calcul du ferrailage des poutres.....	63
Tab VI.13. Sections d'armatures nécessaires dans les poutres (RPA).....	63
Tab VI.14. Sollicitations de calcul des poutres.....	64
Tab VI.15. Calcul du ferrailage longitudinal.....	64
Tab VI.16. Choix des armatures.....	64
Tab VII.17. Ferrailage transversale des poutres.....	65
Tab VI.18. Vérifications à l'ELS.....	65
Tab VI.19. Combinaisons considérées pour le calcul du ferrailage des voiles.....	66
Tab VI.20. Caractéristiques des voiles.....	68
Tab VI.21. Efforts dues au voile plein.....	69
Tab VI.22. Calcul du ferrailage du voile.....	70
Tab VI.23. Choix des armatures verticales.....	70

Chapitre VII : Etude des fondations

Tab.VII.1. Effort exercés à la base du bâtiment.....	73
Tab VII.2. Voile et poteau les plus sollicités.....	77
Tab VII.3. Vérification des contraintes.....	77
Tab VII.4. Sollicitations dans le radier.....	79
Tab VII.4. Ferrailage du radier.....	79
Tab VII.4. Transmission des charges.....	79
Tab VII.7. Efforts maximaux en appui et en travée.....	81
Tab VII.8. Ferrailage de débord.....	82

Liste des figures

Chapitre I : présentation du projet

Fig I.1. Vue en plan-RDC.....	3
Fig I.2. Vue en plan-étage courant.....	3
Fig I.3. Vue en plan-terrasse.....	4
Fig I.4. Coupe A-A.....	5
Fig I.5. Diagramme contrainte-déformation du béton (parabole-rectangle).....	7
Fig I.6. Diagramme contraintes-déformations de l'acier.....	8

Chapitre II : prédimensionnement et descente des charges

Fig II.1. Schéma d'un plancher en corps creux.....	10
Fig II.2. Panneau de dalle le plus sollicité.....	11
Fig II.3. Détail plancher terrasse.....	12
Fig II.4. Surface de plancher reprise par le poteau le plus sollicité.....	16
Fig II.5. Loi de dégression des surcharges d'exploitation.....	17
Fig II.6. Coupe des voiles en plan.....	21
Fig II.7. Dimensions de l'acrotère.....	22
Fig II.8. Escalier.....	22
Fig II.9. Dimensions de l'escalier.....	23

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

Fig III.1. Dimension de l'acrotère.....	24
Fig III.2. Schéma statique de l'acrotère.....	24
Fig III.3. Dimensions de la section de calcul du ferrailage de l'acrotère.....	25
Fig III.4. Section rectangulaire soumise à la flexion.....	26
Fig III.5. Ferrailage de l'acrotère.....	28
Fig III.6. Dimensions de la première volée.....	29
Fig III.7. Schéma statique de l'escalier.....	29
Fig III.8. Chargement de l'escalier à l'ELU.....	30
Fig III.9. Diagramme des moments à l'ELU.....	30
Fig III.10. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	30
Fig III.11. Chargement de l'escalier à l'ELS.....	32
Fig III.12. Diagramme des moments à l'ELS.....	33
Fig III.13. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	33
Fig III.14. Ferrailage de l'escalier.....	34

Chapitre IV : Etude dynamique

Fig IV.1. Modèle 3-D de la structure.....	36
Fig IV.2. Allure de spectre de réponse.....	39
Fig IV.3. Disposition des voiles.....	39
Fig IV.4. Principaux modes de vibrations de la structure.....	41
Fig IV.5. Schéma de l'effet P- Delta.....	43

Chapitre V : Planchers

Fig.V.1. Répartition du deux type de plancher.....	45
Fig.V.2. Ferrailage de la dalle de compression.....	46
Fig.V.3. Schéma statique d'une poutrelle.....	47
Fig.V.4. Diagramme de moment fléchissant à l'ELU.....	47
Fig.V.5. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	47
Fig.V.6. Ferrailage des poutrelles.....	54
Fig.V.7. Schéma statique du balcon.....	55
Fig.V.8. Ferrailage du balcon.....	57

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Fig VI.1. Ferrailage des poutres.....	66
Fig VI.2. Identification des voiles.....	67
Fig VI.3. Diagramme d'une SEC	68
Fig VI.4. Diagramme d'une SPC.....	69
Fig VI.5. Diagramme d'une SET	69
Fig VI.6. Ferrailage du voile.....	70
Fig VI.7. Ferrailage du linteau.....	72

Chapitre VII : Etude des fondations

Fig VII.1. Coupe du radier.....	76
Fig VII.2. Transmission des charges de poteau et voile au radier.....	76
Fig VII.3. Transmission des charges aux poutres.....	80
Fig VII.4. Charges revenants aux nervures dans le sens Y.....	80
Fig VII.5. Charges revenants aux nervures dans le sens X.....	80
Fig VII.6. Diagrammes des efforts dans la nervure sens Y.....	81
Fig VII.7. Diagrammes des efforts dans la nervure sens X.....	81
Fig VII.8. Schéma statique et dimensions du débord.....	82
Fig VII.9. Ferrailage de radier.....	83

Introduction générale

Introduction générale

Construire était et reste une des grandes préoccupations de l'homme depuis des siècles. Cette préoccupation s'est accrue avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit les décideurs dans tous les pays du monde à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en ville et les importantes demandes en logements et espaces de travail (bureaux, ateliers ...).

Cette solution n'est pas sans difficultés. En augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismiques et celles dues au vent, mettant ainsi les vies des occupants en danger sans oublier les pertes matérielles.

Les ingénieurs sont toujours confrontés au problème du non connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations. Ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre coût et niveau de sécurité à considérer.

En Algérie les expériences vécues, durant les derniers séismes ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Dans le présent travail on présentera une étude détaillée d'un bâtiment R+9 sur radier général réalisée dans le cadre du programme location-vente lancée par le ministre de l'habitat.

Ce projet présente des particularités, qui justifient notre intérêt pour un projet de fin d'étude.

- ✓ Irrégularité en plan.
- ✓ Hauteur importante qui nécessite un système de fondation adéquat.
- ✓ Sol meuble.
- ✓ Opportunité de modélisation par le logiciel ETABS version 9 d'une structure irrégulière.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes :

Après la présentation complète du bâtiment, nous avons déterminé le calcul des éléments structuraux et non structuraux, qui nous a permis de choisir leur ferrailage.

L'ensemble des résultats donnés par l'utilisation du logiciel ETABS a été vérifié et remplit les conditions réglementaires.

L'étude de l'infrastructure a été suivie d'une conclusion générale qui commente le travail achevé.

Chapitre I

Présentation du projet

Chapitre I : Présentation du projet

1. Introduction

Dans le cadre du nouveau programme de type location-vente AADL2 de réalisation de logements, l'Agence d'Amélioration et de Développement du Logement (AADL) a choisi l'entreprise de réalisation Algérienne Italienne de construction (AICOST) et le bureau d'étude BEREG pour l'étude et la réalisation de 1535 logements à Ouled-Fayet wilaya d'Alger.

2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage objet de la présente étude est un bâtiment R+9 à usage d'habitation, implanté à Ouled-Fayet wilaya d'Alger, région classée zone III, par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

L'ouvrage est classé en groupe d'usage 2, c'est un ouvrage d'importance moyenne (ouvrage courant) et il est implanté dans un site meuble (S3) (RPA 99 versions 2003).

Le bâtiment est de forme U aux ailes écartées, avec décrochements en plan qui restent dans les limites admissibles du RPA 2003, sa surface d'impact totale à la base de **806.48 m²**.

Ce bâtiment se compose de 10 niveaux (RDC plus 9 étages) réservé aux logements, chaque niveau comporte quatre logements (2F4 et 2F3), la communication verticale se fait par un escalier ou par un ascenseur. La terrasse, de type inaccessible (sauf pour l'entretien) comporte un système d'étanchéité multicouche sur forme de pente en béton et une isolation thermique en liège.

2.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment

A. Dimensions en plan :

- Longueur : **36.23 m**
- Largeur : **22.26 m**

B. Dimensions en élévation :

- la hauteur totale est de **31.20 m** (y compris l'acrotère).
- la hauteur d'étage est de **3.06 m** pour tous les niveaux (10 niveau).
- la hauteur d'acrotère est de **0.60 m**.

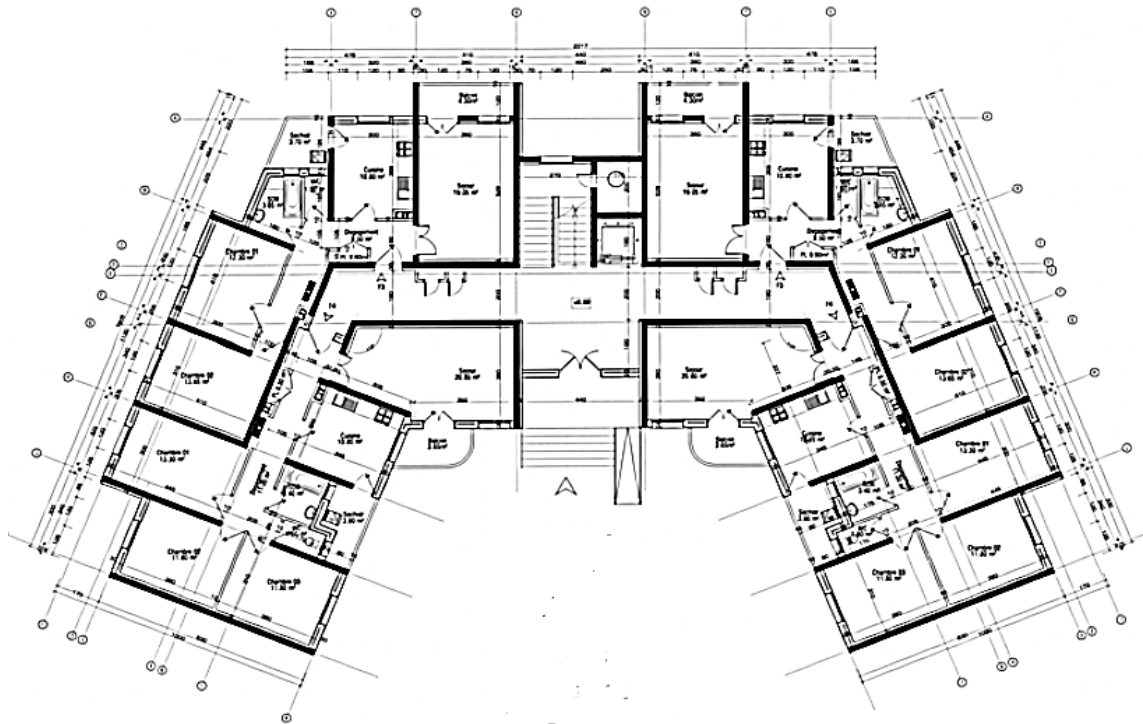


Fig I.1. Vue en plan-RDC

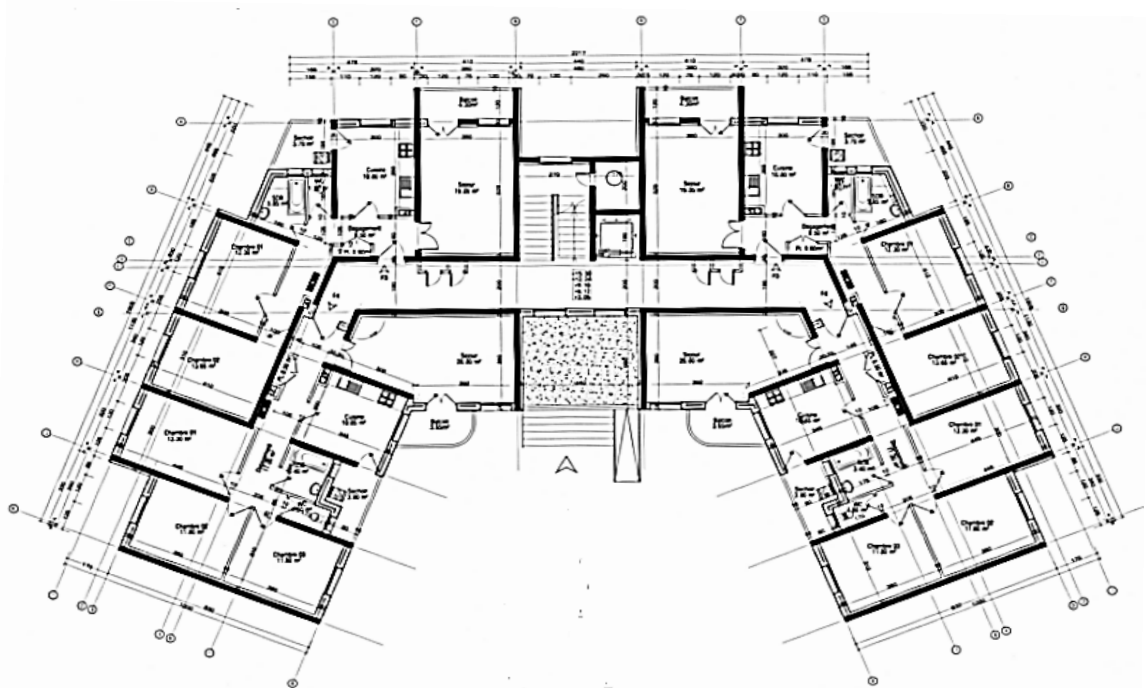


Fig I.2.vue en plan-étage courant

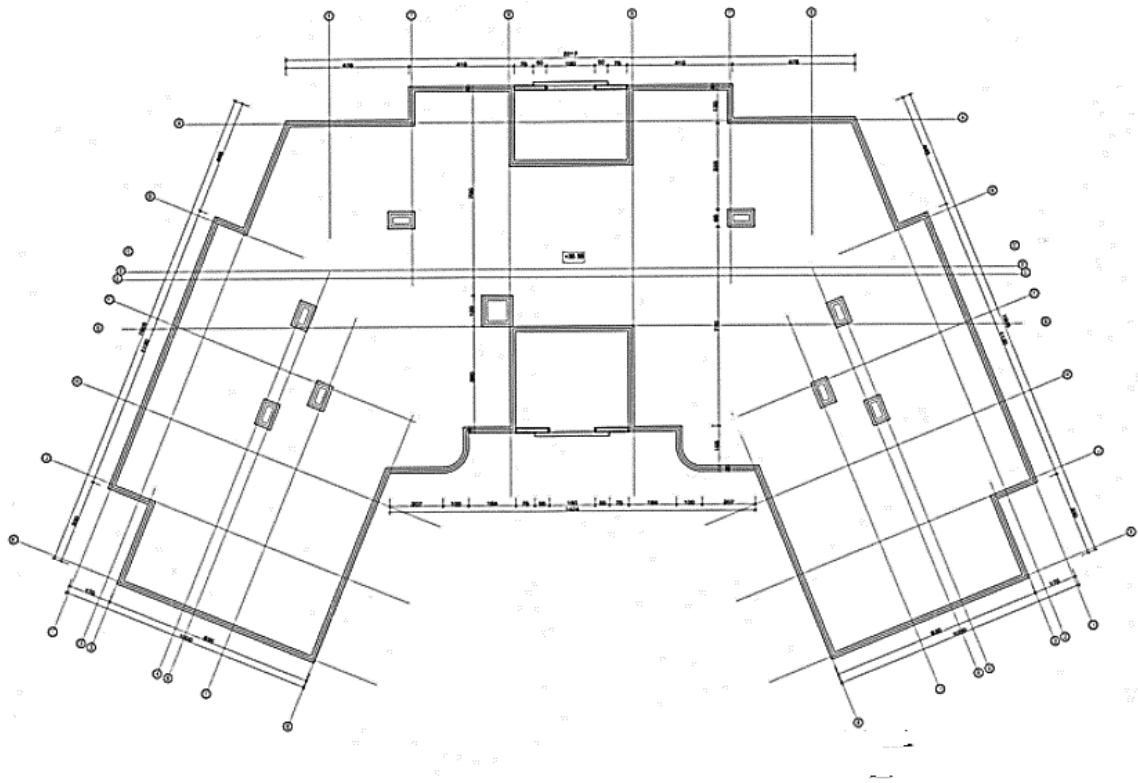


Fig I.3. Vue en plan-terrasse

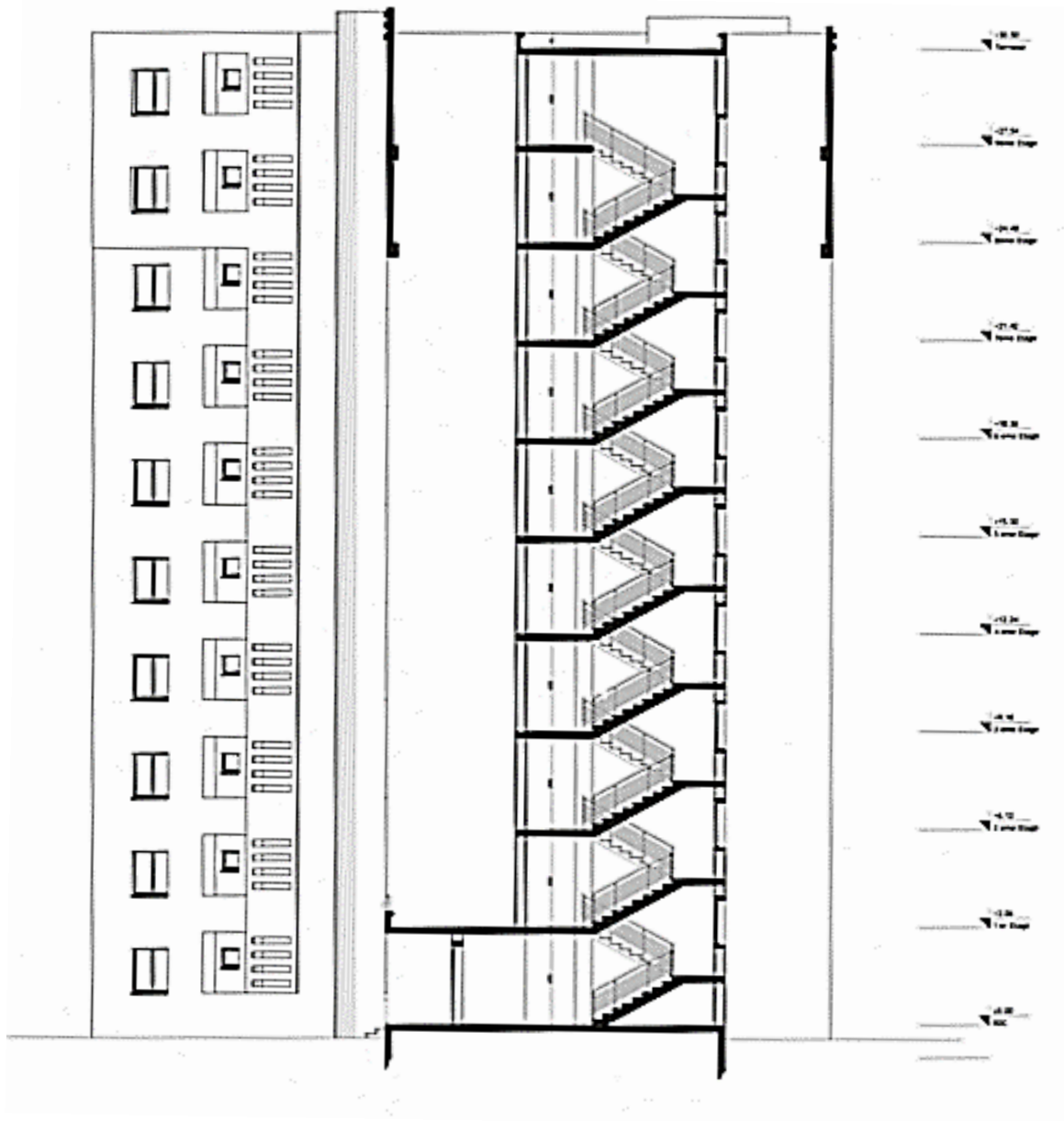


Fig I.4. Coupe A-A

Présentation du projet

3. Caractéristiques des matériaux

Les matériaux choisis sont conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.

3.1. Béton

3.1.1 Résistance du béton

A. Résistance à la compression

Les résistances à la compression exigées par le maître de l'ouvrage (AADL) sont :

Tab I.1. Résistance à la compression

Résistance à la compression (MPa)	Age du béton (jour)
19	7
27	28

Remarque : dans nos calculs on va considérer une résistance de **25 MPa à 28 jours** qui est facilement atteinte sur chantier.

La résistance caractéristique à la compression d'un béton d'âge inférieur à 28 jours est donnée par la formule suivante :

$$f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log(j + 1)$$

B. Résistance à la traction :

La résistance du béton à la traction, pour un béton d'une contrainte de compression inférieure à 40MPa est définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{soit } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

3.1.2. Déformation longitudinale du béton

A. Module de déformation longitudinale instantanée :

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est donné par la formule suivante : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$ d'où : $E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$

B. Module de déformation longitudinale différée :

Le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est donné par la formule suivante : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$ d'où : $E_{v28} = 10818.9 \text{ MPa}$

3.1.3. Coefficient de Poisson

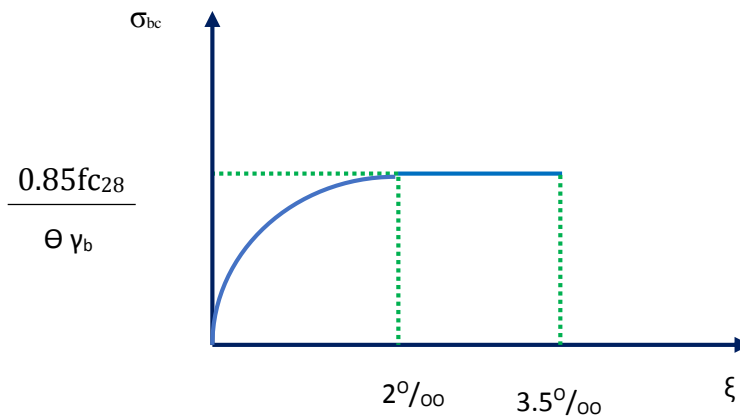
A. Etat limite ultime (ELU) :

$\nu = 0.0$: pour une section fissurée.

B. Etat limite de service (ELS) :

$\nu = 0.2$: pour une section non fissurée.

3.1.5. Diagramme de contrainte-déformation du béton



**Fig I.5. Diagramme contraintes-déformations du béton
(parabole-rectangle)**

3.2. Acier

Le matériau acier est un alliage Fer + Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression.

3.2.1. Caractéristiques mécaniques

Tab I.2. Caractéristiques mécaniques

Limite d'élasticité	FeE400	$f_e=400$ MPa
Contrainte de calcul de l'acier a l'ELU	$f_{su}=f_e/1.15$	$f_{su}=348$ MPa
Module d'élasticité	/	$E=2.10^5$ MPa

3.2.2. Etat limite d'ouverture des fissures

Une vérification des contraintes de traction de l'acier s'impose, dans le but de limiter l'ouverture des fissures et les risques de corrosion qui en découlent.

A. Cas où la fissuration est peu préjudiciable :

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable lorsque les éléments en cause sont situés dans les locaux couverts et clos non soumis à des condensations.

Dans ce cas aucune limitation de la contrainte de traction de l'acier, ce dernier ayant été déterminé en état limite ultime d'où : $\sigma_{st} \leq f_e$

B. Cas où la fissuration est préjudiciable :

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

Présentation du projet

La contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s = \text{Min} \begin{cases} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \end{cases} \quad \text{MPa}$$

η : Coefficient de sécurité (coefficient de fissuration), dont la valeur est égale à 1 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés et 1.6 pour les armatures à haute adhérence(HA)
 f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPa.

C. Cas où la fissuration est très préjudiciable :

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent garantir une étanchéité dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s = \text{Min} \begin{cases} \frac{1}{2} f_e \\ 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \end{cases} \quad \text{MPa}$$

3.2.3. Diagramme contrainte déformation de l'acier

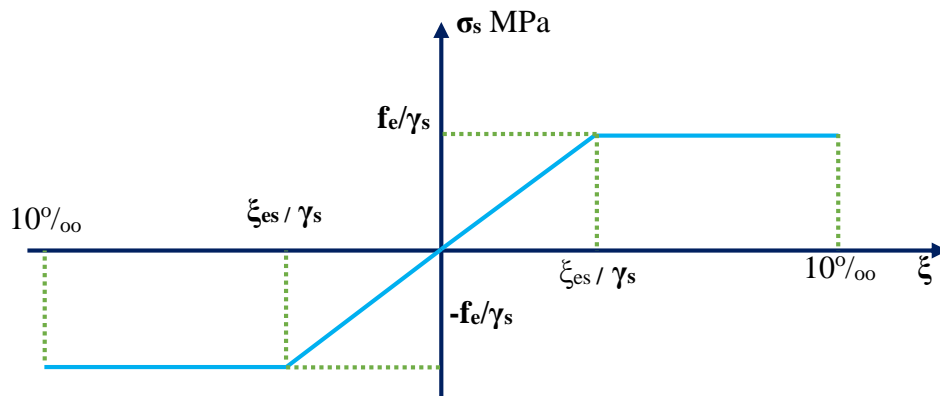


Fig I.6. Diagramme contrainte-déformation de l'acier

3.3. Système

Les ouvrages doivent comporter des contreventements dans au moins deux directions horizontales, ces contreventements doivent être disposés de façon à :

- ✓ reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité
- ✓ assurer une transmission directe des forces aux fondations
- ✓ minimiser les efforts de torsion

Les éléments de contreventements devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent aussi monolithe que possible.

A. Choix du contreventement :

Le système de contreventement est constitué de voiles et de portiques, dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Présentation du projet

B. Plancher :

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher semi préfabriqué (corps creux, poutrelles et dalle de compression).

Il existe des zones où on a opté pour les dalles pleines à cause de leur forme irrégulière (des triangles ou des trapèzes) et ce dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles convenant à ces zones.

3.4. Maçonnerie

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en brique creuse, pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

A. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie non rigide elles sont composées de :

- ✓ deux cloisons en brique de 10cm d'épaisseur.
- ✓ une lame d'air de 10cm d'épaisseur.

B. Murs intérieurs :

- ✓ cloisons de séparation en brique de 10cm d'épaisseur.

3.5. Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué par :

- ✓ Carrelage de 2cm d'épaisseur pour les chambres, les couloirs.
- ✓ Céramique recouvrant les murs des cuisines et les salles de bain.
- ✓ Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- ✓ Mortier de ciment pour les crépissages des façades extérieurs.

3.6. Acrotère

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

Chapitre II

Prédimensionnement et descente des charges

1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des sections des différents éléments de la structure, il a pour but de trouver le meilleur compromis entre le coût et la sécurité, il sera effectué selon la réglementation en vigueur (CBA 93 et le RPA 99/ version 2003).

2. Prédimensionnement des dalles

Les dalles délimitent les niveaux d'un bâtiment, elles s'appuient sur les éléments porteurs auxquels transmettent les charges permanentes et les surcharges d'exploitation, elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

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

- ✓ Plancher à corps creux en partie courante.
- ✓ Dalle pleine pour les balcons et certaines parties des planchers.

Leur épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations est déterminée selon des conditions que nous exposerons pour chaque type de plancher

2.1. Planchers à corps creux

Ce sont des planchers semi-préfabriqués, constitués de :

- ✓ Poutrelles.
- ✓ corps creux.
- ✓ dalle ou table de compression.

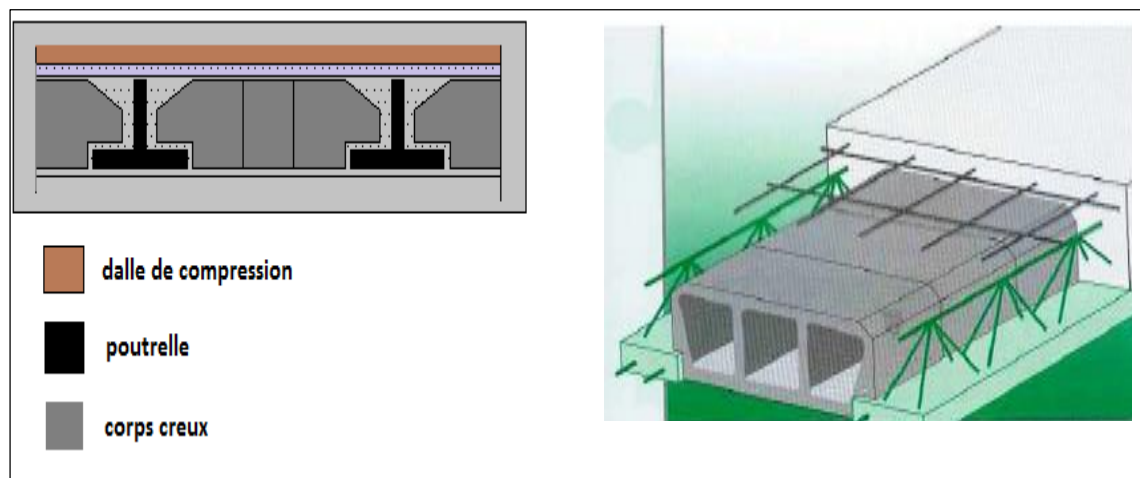


Fig II.1. Schéma d'un plancher à corps creux

2.1.1. Résistance au feu

- ✓ $e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coupe-feu.
- ✓ $e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coupe-feu.
- ✓ $e = 17,5\text{ cm}$: pour quatre (04) heures de coupe-feu.

2.1.2. Isolation phonique

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de **16 cm** ($e \geq 16\text{ cm}$)

2.1.3. Résistance à la flexion

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis : $L/35 < e < L/30$
- ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L/50 < e < L/40$
- ✓ L : est la grande portée du panneau.

Dans notre cas les dalles reposent sur **quatre (04)** appuis pour une portée L égale à :

- ✓ $L = 529 \text{ cm}$

$$529/50 < e < 529/40 \Rightarrow 10.58 < e < 13.22 \Rightarrow e=12\text{cm}$$

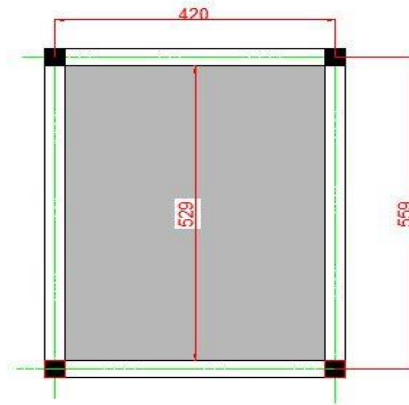


Fig II.2. Panneau de dalle le plus sollicité

2.1.4. Condition de flèche

La hauteur totale du plancher, notée " h_t " est donnée par : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$

Avec :

- ✓ h_t : hauteur du plancher.
- ✓ L_{\max} : plus grande portée des poutrelles

Dans notre cas : $L_{\max} = 430 - 30 = 400\text{cm}$.

On aura donc :

$$h_t \geq \frac{400}{22,5} = 17.78 \text{ cm}$$

Donc : $e \geq \max \{16,12,18\} \text{ cm}$

On adoptera : $h_t = 20 \text{ cm}$; soit un plancher de **(16+4)** pour tous les étages :

- ✓ **16 cm** pour la hauteur du corps creux.
- ✓ **4 cm** pour la hauteur de la dalle de compression.

2.2. Dalle pleine en BA

$f_{\max} < L/250$ pour console de portée $L \leq 2\text{m}$.

Dans notre cas : $L = 130\text{ cm}$

Avec : $f_{\max} = \frac{ql^4}{8EI} \leq \frac{L}{250}$

$$I = \frac{be^3}{12} \Rightarrow e \geq \left(\frac{12pl^4}{8Eb\left(\frac{l}{250}\right)} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur $b = 1\text{ m}$, avec une épaisseur $e = 16\text{ cm}$ (préalablement déterminé).

✓ $G = 6.66\text{ kN/m}^2$.

✓ $Q = 3.50\text{ kN/m}^2$.

Ceci nous donne :

✓ $P = (1.35G + 1.5 Q).b = 14.24\text{ kN/m}$.

$E_i = 32164.2\text{ MPa}$ D'où : $e \geq 7.14\text{ cm} \Rightarrow e = 12\text{ cm}$

Tab II.1. Choix de l'épaisseur de dalle pleine

Condition	Epaisseur [cm]
Résistance au feu	11
Flèche	12

$e = \max \{11, 12\}\text{ cm}$ soit : $e = 12\text{ cm}$

2.3. Evaluation des charges

2.3.1. Plancher terrasse

La terrasse est inaccessible, elle est protégée par des couches d'étanchéités.

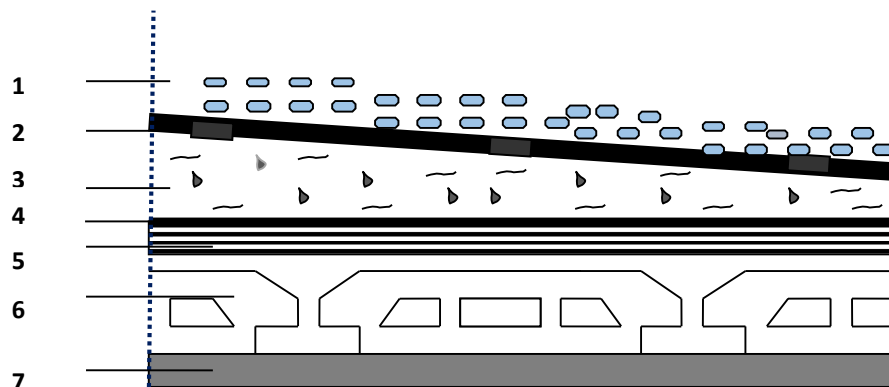


Fig II.3. Détail - plancher terrasse

Tab II.2. Charges et surcharges dues au plancher terrasse

couche	épaisseur [cm]	G [kN/m ²]
1. gravillons roulés 8/15	5	0.80
2. étanchéité multicouche	2	0.12
3. forme de pente en béton	8.16 (moyen)	2.04
4. feuille de polyane	.	0.01
5. isolation thermique en liège	4	0.16
6. plancher à corps creux	16+4	2.80
7. enduit de ciment	2	0.36
	G totale	6.29
	Q_B terrasse non accessible	1

2.3.2. Plancher courant

Tab II.3. Charges et surcharges dues aux planchers courants

couche	épaisseur [cm]	G [kN/m ²]
carrelage en granito	2	0.44
chape de mortier	3	0.66
enduit ciment	2	0.36
cloisons légères	.	1.44
plancher à corps creux	16+4	2.80
	G totale	5.70
	Q étage courant	1.5

2.3.3. Dalle pleine sur deux appuis

Tab II.4. Charges et surcharges dues aux balcons

couche	épaisseur [cm]	G [kN/m ²]
carrelage	2	0.44
chape de mortier	3	0.66
enduit ciment	2	0.36
double cloisons	.	2.50
dalle pleine	12	3.00
	G totale	6.96
	Q étage courant	3.5

2.3.4. Mur à double cloison

Tab II.5. Charges permanentes dues aux murs à double cloison

couche	Epaisseur [cm]	G [kN/m ²]
enduit de plâtre	1.5	0.16
enduit de ciment	1.5	0.27
brique creuse	10	0.9
lame d'air	10	.
brique creuse	10	0.9
enduit de ciment	1.5	0.27
	G totale	2.5

2.3.5. Mur de séparation

Tab II.6. Charges permanentes dues aux murs de séparation

couche	Epaisseur [cm]	G [kN/m ²]
enduit de ciment	1.5	0.27
brique creuse	10	0.9
enduit de ciment	1.5	0.27
	G totale	1.44

3. Prédimensionnement des poutres

Ces éléments résistants de type barre, transmettent les charges et surcharges appliquées sur le plancher aux éléments porteurs verticaux (voiles et poteaux).

Le prédimensionnement sera effectué pour la plus grande portée de poutre à l'aide des formules suivantes, le bâtiment étudié étant à usage d'habitation

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10} \quad \text{et} \quad 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

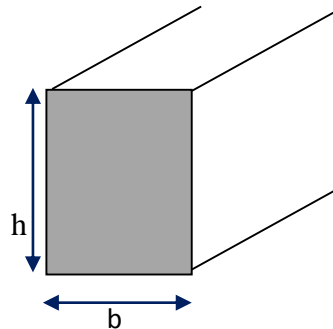
Avec :

- l_{max} est le plus grande portée entre axes de la poutre, h sa hauteur et b sa largeur

Les dimensions h et b choisies devront être supérieures aux valeurs minimales réglementaires.

Le RPA99 version 2003 impose pour les poutres en zone III, de respecter les dimensions suivantes :

- $b \geq 20$ cm
- $2h \geq 30$ cm
- $h/b \leq 4$
- $b_{max} \leq 1.5h + b_1$



3.1. Poutres principales

Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles.

$$l_{max} = 480 - 30 = 450 \text{ cm} \Rightarrow 30 \leq h \leq 45$$

$$\text{Soit : } h = 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5$$

$$\text{Soit : } b = 30 \text{ cm}$$

3.2. Poutres secondaires

Ce sont les poutres parallèles aux poutrelles.

$$l_{max} = 430 - 30 = 400 \text{ cm} \Rightarrow 26.67 \leq h \leq 40$$

$$\text{Soit : } h = 35 \text{ cm} \quad \Rightarrow 8 \leq b \leq 30$$

$$\text{Soit : } b = 30 \text{ cm}$$

Tab II.7. Vérification des conditions exigées par le RPA99 version 2003

condition	Poutre principale	Poutre secondaire	vérification
$b \geq 20\text{cm}$	30	25	Vérifiée
$h \geq 30\text{cm}$	45	40	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.5	1.6	Vérifiée

4. Prédimensionnement des poteaux

Les poteaux en béton armé ont des sections dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

D'après l'article (B.8.4.1) du CBA 93 : l'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots\dots\dots (I)$$

- A_s = section des armatures longitudinales (comprimées)
- $f_{su} = f_e / \gamma_s$ = résistance ultime de l'acier
- Le coefficient **0,9** tient compte de l'augmentation de la résistance du béton entre 28 et 90 jours. Cette augmentation est de (10 à 20) % selon la classe de ciment utilisé, la température ambiante, l'étuvage éventuel
- α est fonction de λ . C'est un coefficient de sécurité qui permet de tenir compte du flambement.
- B_r est la section réduite de béton. Elle est calculée en enlevant une bande de 1cm de largeur sur le pourtour de la section réelle car on considère que le phénomène de laitance entraîne un béton de mauvaise qualité en périphérie.
- β : coefficient de correction qui dépend de l'élancement mécanique λ des poteaux.

Avec :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa d'où } f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

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

$$f_e = 400 \text{ MPa d'où } f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$\gamma_b : 1,5$ et $\gamma_s : 1,15$

$$\beta = \begin{cases} 1+0,2 (\lambda/35)^2 & \text{Si } \lambda \leq 50 \\ 0,85 \lambda^2 / 1500 & \text{Si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

On limite l'élancement mécanique $\lambda=35$ d'où : $\beta = 1,2$

D'après les recommandations de **RPA (art.7.4.2.1)**, le bâtiment étudié étant implanté dans une zone de forte sismicité (**zone III**), le pourcentage minimum des armatures longitudinales est de 0,9% de la section du béton :

$$\frac{A}{B} = 0,009 \approx \frac{A}{B_r} \Rightarrow A = 0,009 B_r$$

De (I) on obtient l'expression suivante : $B_r \geq \frac{1,35 \times \beta \times N_u}{(0,009 \times f_e) + (0,85 \times f_{c28})}$

$$\Rightarrow B_r [\text{cm}^2] \geq 0,652(N_u)$$

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (**RPA 99, A7.4.1**).

- ✓ $\min(b_1; h_1) \geq 30 \text{ cm}$ en zone **III** et **IIb**.
- ✓ $\min(b_1; h_1) \geq h_e/20$
- ✓ $1/4 < b_1/h_1 < 4$

La section du poteau est supposée carrée (a^2) et sachant que :

$N_u = 1.35NG + 1.5NQ$ une descente de charges est nécessaire pour déterminer la section B à donner aux poteaux.

4.1. Effort normal dû aux charges permanentes

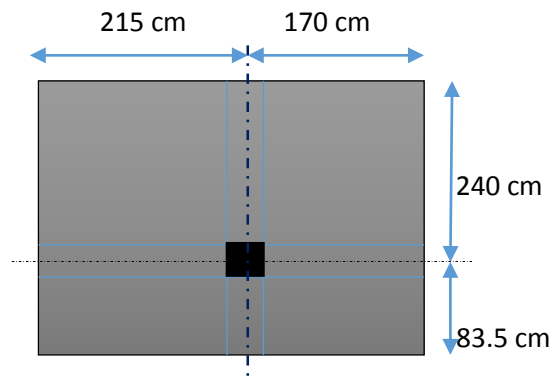


Fig II.4. Surface de plancher reprise par le poteau le plus sollicité

A. Poids propre des planchers

Tab II.8. Charges permanentes des planchers

Planche r	Surface d'influence [m ²]	Charges [kN/m ²]	Effort normal P [kN]
	S	G	
Terrasse	Plancher Corp. creux	Planche Corp. creux	$P_{terrasse} = (S \times G) = 78.31$
	12.45	6.29	
Etage courant	Plancher Corp. creux	Planche Corp. Creux	$P_{courant} = (S \times G) = 70.96$
	12.45	5.70	

B. Poids propre des poutres :

Tableau II.9. Charges permanentes des poutres

Poutre	Charge permanente des poutres G [kN/m ²]	Charge permanente totale des poutres $P_{totale} = G_{PP} + G_{PS}$ [kN]
P.P	$G_{ps} = 25(3.85 \times 0.3 \times 0.4) = 11.55$	$P_{totale} = 11.55 + 10.92 = 22.47$
P.S	$G_{pp} = 25(3.23 \times 0.3 \times 0.45) = 10.92$	

4.2. Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression

A. Loi de dégression des charges :

Les règles du **BAEL 99** exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Dans notre cas, la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, donc on peut utiliser la formule préconisée par le **D.T.R.B.C2.2**

La loi de dégression est donc définie comme suit :

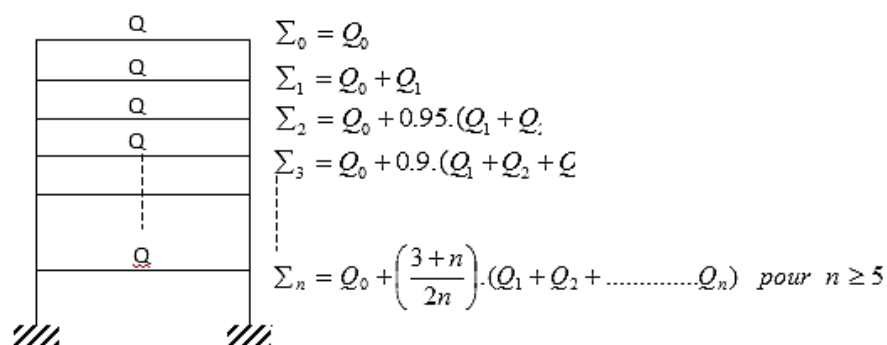


Fig II.5. Loi de dégression des surcharges d'exploitation

Avec :

Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse,

$$\checkmark Q_0 = 1 \times 12.45 + 12.45 \text{ kN}$$

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage (i)

$$\checkmark Q_i = 1.5 \times 12.45 = 18.67 \text{ kN}$$

n : numéro de l'étage du haut vers le bas,

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage n en tenant compte de la dégression des surcharges.

B. Coefficients de dégression des surcharges :

Tab II.10. Coefficients de dégression des surcharges

Niveau	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
coef	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68	0.66

C. Les surcharges cumulées Q_n

Tab II.11. Dégression des charges d'exploitation

Niveaux	Opérations	Résultats [kN]
Niveau9	$Q_0 = 1 \times 12.45$	12.45
Niveau8	$Q_0 + Q_1 = 12.45 + 18.67$	31.12
Niveau 7	$Q_0 + 0.95 \sum_1^2 Q_i = 12.45 + 0.95 (2 \times 18.67)$	47.93
Niveau6	$Q_0 + 0.90 \sum_1^3 Q_i = 12.45 + 0.90 (3 \times 18.67)$	62.87
Niveau 5	$Q_0 + 0.85 \sum_1^4 Q_i = 12.45 + 0.85 (4 \times 18.67)$	75.92
Niveau 4	$Q_0 + 0.80 \sum_1^5 Q_i = 12.45 + 0.80 (5 \times 18.67)$	87.13
Niveau 3	$Q_0 + 0.75 \sum_1^6 Q_i = 12.45 + 0.75 (6 \times 18.67)$	96.46
Niveau 2	$Q_0 + 0.71 \sum_1^7 Q_i = 12.45 + 0.71 (7 \times 18.67)$	105.23
Niveau 1	$Q_0 + 0.68 \sum_1^8 Q_i = 12.45 + 0.68 (8 \times 18.67)$	114.01
RDC	$Q_0 + 0.66 \sum_1^9 Q_i = 12.45 + 0.66 (9 \times 18.67)$	123.35

Tab II.12. Récapitulatif de la descente de charges

Niveau	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Efforts normaux $N=1.35G_c+1.5Q_c$ [kn]	Section du poteau [cm ²] Br=0.652Nu	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_i	Q_n		Section trouvée	Section adoptée
9	78.31	22.47	5.87	106.6	106.65	12.45	12.45	162.65	106.04	35x35
8	70.96	22.47	5.87	99.3	205.95	31.12	43.57	343.40	223.89	35x35
7	70.96	22.47	5.87	99.3	305.25	47.93	91.5	549.34	358.17	35x35
6	70.96	22.47	5.87	99.3	404.55	62.87	154.4	777.69	507.06	40x40
5	70.96	22.47	5.87	99.3	503.85	75.92	230.3	1025.6	668.71	40x40
4	70.96	22.47	5.87	99.3	603.15	87.13	317.4	1290.4	841.33	40x40
3	70.96	22.47	5.87	99.3	702.45	96.46	413.9	1569.1	1023.1	45x45
2	70.96	22.47	5.87	99.3	801.75	105.2	519.1	1861.0	1213.4	45x45
1	70.96	22.47	5.87	99.3	901.05	114.0	633.1	2166.1	1412.3	45x45
RDC	70.96	22.47	5.87	99.3	1000.3	123.3	756.5	2485.2	1620.3	45x45

Tab II.13. Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
35x35	$Min(b, h) \geq 30cm$	$Min(b, h) = 35cm \geq 30cm.$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3cm \leq 30cm.$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4.$	Condition vérifiée
40x40	$Min(b, h) \geq 30cm$	$Min(b, h) = 40cm \geq 30cm.$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3cm \leq 30cm.$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4.$	Condition vérifiée
45x45	$Min(b, h) \geq 30cm$	$Min(b, h) = 45cm \geq 30cm.$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3cm \leq 30cm.$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 < 4.$	Condition vérifiée

5. Prédimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales d'une part et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part.

Selon le **RPA 99 / 2003, Art 7.7.1**, sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante : $l \geq 4e$

Avec :

- ✓ l : portée min des voiles.
- ✓ e : épaisseur des voiles

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15 cm.

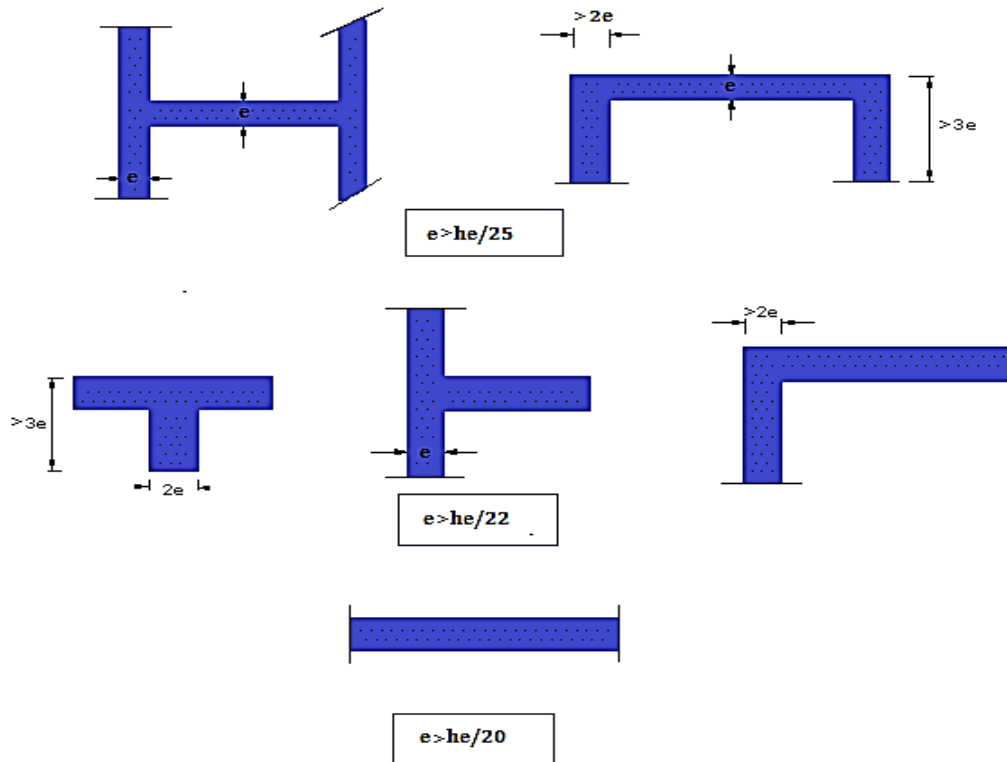


Fig II.6. Coupes des voiles en plan

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right) = \frac{h_e}{20}$$

h_e : hauteur d'étages = 306 cm.

Nous aurons donc : $e \geq \frac{306}{20} = 15.03 \text{ cm}$.

On opte pour des voiles d'épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (**l**) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

Dans notre cas $l_{\min} = 120 \text{ cm} > 4 e = 80 \text{ cm}$

6. Prédimensionnement de l'acrotère

L'acrotère sert à protéger l'étanchéité contre d'éventuelles infiltrations d'eau de pluie.

Les dimensions de l'acrotère sont montrées sur la figure II.7.

✓ $h_t = 60 \text{ cm}$.

✓ La charge permanente **G** est calculée par la formule suivante :

$$G = \rho \times S \times 1 \text{ m} = 25[0.5 \times 0.1 + 0.2 \times 0.08 + 0.02 \times 0.2/2] = 1.7 \text{ KN}$$

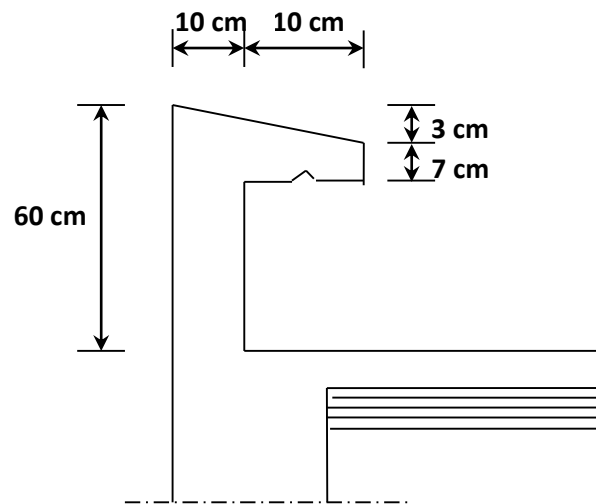


Fig II.7. Dimensions de l'acrotère

7. Prédimensionnement des escaliers

Les escaliers sont constitués de volées en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place.

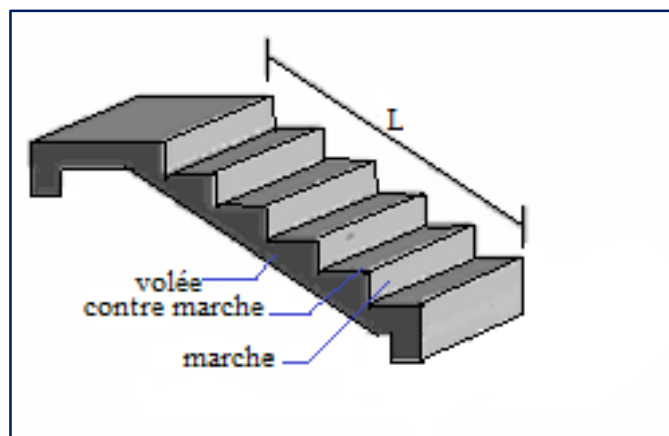


Fig II.8. Escalier

Pour le dimensionnement des marches (g) et contremarches (h), on utilise la formule de Blondel : $59 \text{ cm} < (g+2h) < 66 \text{ cm}$ avec : Giron $g = 30 \text{ cm}$

Hauteur d'étage : $H = 3,06 \text{ m}$ d'où la hauteur à gravir = $1,53 \text{ m}$

En choisissant une valeur pour le giron : $g = 30 \text{ cm}$.

✓ inclinaison de la paillasse : $\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$

✓ longueur de la paillasse est : $l = \frac{1,53}{\sin \alpha} = 3,10 \text{ m}$

Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges

A. 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 :

Condition de résistance : $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 10,33 < e < 15,5$ avec $L = 3,10$ m

On prend comme épaisseur : $e = 12$ cm.

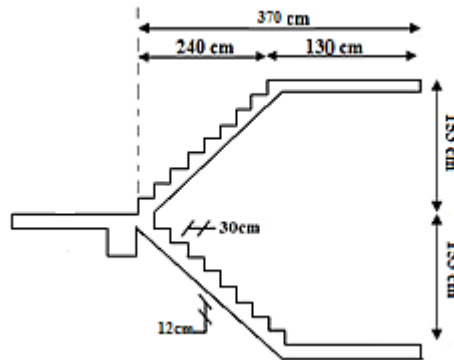


Fig II.9. Dimensions de l'escalier

B. Evaluation des charges d'escalier

✓ Palier

Tab II.14. Charge et surcharge due au palier

couche	Epaisseur [cm]	Masse volumique [kN/m ²]	G [kN/m ²]
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle pleine	12	25	3.00
Enduit plâtre	2	10	0.20
		G palier	4.40
		Q palier	2.50

✓ Volée

Tab II.15. Charge et surcharge due à la volée

couche	Epaisseur [cm]	Masse volumique [kN/m ³]	G [kN/m ²]
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
marche	17	22	1.87
Enduit plâtre	2	10	0.20
paillasse	12	25	3.00
		G volée	6.12
		Q volée	2.50

Chapitre III
Ferraillage des
éléments secondaires

1. Introduction

Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et voiles participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements en vigueur.

2. Acrotère

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « N » et d'une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « M_r ».

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

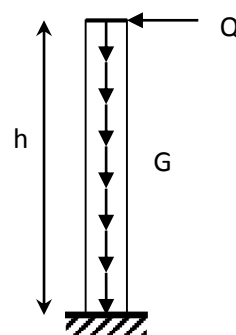
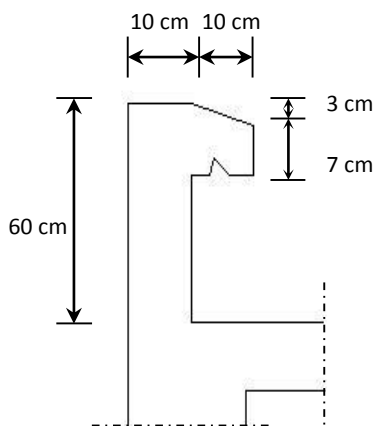


Fig III.1. Dimension l'acrotère

Fig III.2. Schéma statique de l'acrotère

2.1. Calcul des sollicitations

✓ Charge due au poids propre : $G = \rho \times S \times 1ml$.

Avec :

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.1}{2} \right] = 1.71 \text{ kN/ml.}$$

✓ Surcharge d'exploitation Q : $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

2.2. Combinaisons de charges

$$\text{ELU} \begin{cases} N_u = 1.35 G \\ M_u = 1.5 Q h \\ V_u = 1.5 Q \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} N_{ser} = 1 G \\ M_{ser} = 1 Q h \\ V_{ser} = 1 Q \end{cases}$$

Tab III.1. Combinaisons de charges

	N [kN/ml]	M [kN.m/ml]	V [kN/ml]
ELU	2.31	0.9	1.5
ELS	1.71	0.6	1

2.3. Ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS.

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « N » et un moment de flexion « M ».

Il s'agit donc de l'étude d'une section de béton rectangulaire soumise à la flexion composée.

On utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de déterminer la section des armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer la section des armatures réelles « A ».

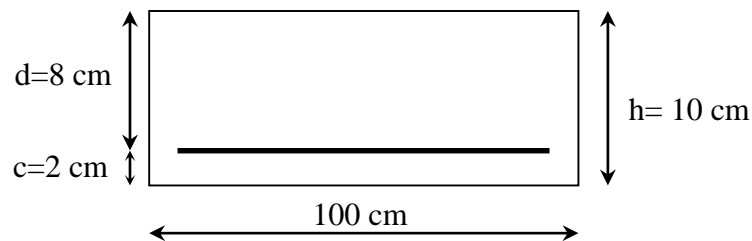


Fig III.3. Dimensions de la section de calcul du ferrailage de l'acrotère

2.3.1. Calcul à l'ELU

A. Calcul de l'excentricité

$$\begin{cases} e_u = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_u = \frac{0.9}{2.31} = 0.39m \\ \frac{h}{6} = 0.016 m \end{cases}$$

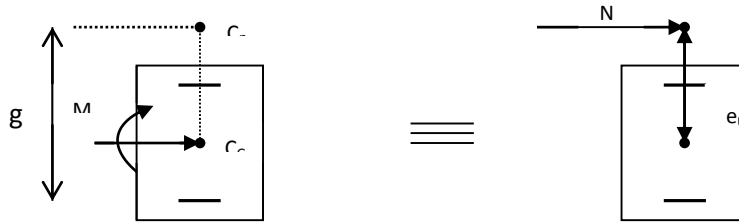


Fig III.4. Section rectangulaire soumise à la flexion

$e_u > h/6 \implies$ Section partiellement comprimée (SPC).

Donc le calcul est le même qu'en flexion simple

B. Calcul du moment fictif « M_f »

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 0,97 \text{ kN.m}$$

Tab III.2. Résultats à l'ELU

ELU		
μ	$\frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$	0.00107
α	$1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.0013
Pivot A		
σ_s (MPa)	$\frac{f_e}{1.15}$	348
A_{sc} cm ²	/	0
A_{st} cm ²	$\frac{M_f}{Z\sigma_s} - \frac{N_u}{\sigma_s}$	0.28

C. Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 modifier 99 »

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la condition de non-fragilité.

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

Avec :

$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 8 \text{ cm}$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2; 0,97 \text{ cm}^2 \} = 1 \text{ cm}^2$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

$A_{s \min} > A_s$; Donc $A_s = 1 \text{ cm}^2$

2.3.2. Vérification à L'ELS

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tab III.3. Résultats à l'ELS

ELS			
Axe neutre (m)	0.24		
σ_{bc} (MPa)	$\left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) y_{ser}$	0.75	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$0,6 f_{c28}$	15	
σ_s (MPa)	$n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (d - y_{ser})$	34.41	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$Min\left(\frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}\right)$	201.63	

2.3.3. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = Min\left\{0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} = 2,5MPa$$

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

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \cdot 80} = 0,019MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \text{vérifiée}$$

2.3.4. Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 RPA99)

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques horizontales suivant la formule :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires.

W_p : poids de l'acrotère.

Si la condition $F_p \leq 1,5 \times Q$, le ferrailage obtenu sous l'action des charges permanentes et surcharges d'exploitation est suffisant, sinon, un calcul à l'état limite accidentel est nécessaire.

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

Tab .III.4. Justification des coefficients de l'équation de la force sismique

Coefficient	Valeur	Justification
A	0.25	Zone III, groupe d'usage2
C_p	0.8	élément en console
W_p (KN/ml)	1.71	/

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.71 = 1.368 \text{ kN/ml} < 1.5Q = 1.5 \text{ kN/ml}.$$

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal $1.5Q = 1.5 \text{ kN/ml}$ supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

2.4. Choix de ferrailage

- ✓ Armatures verticales : $A_v = 4 \text{ HA } 8/\text{face/ml}$
- ✓ Armatures de répartitions : $A_r = A_v/4 = 3 \text{ HA } 6$

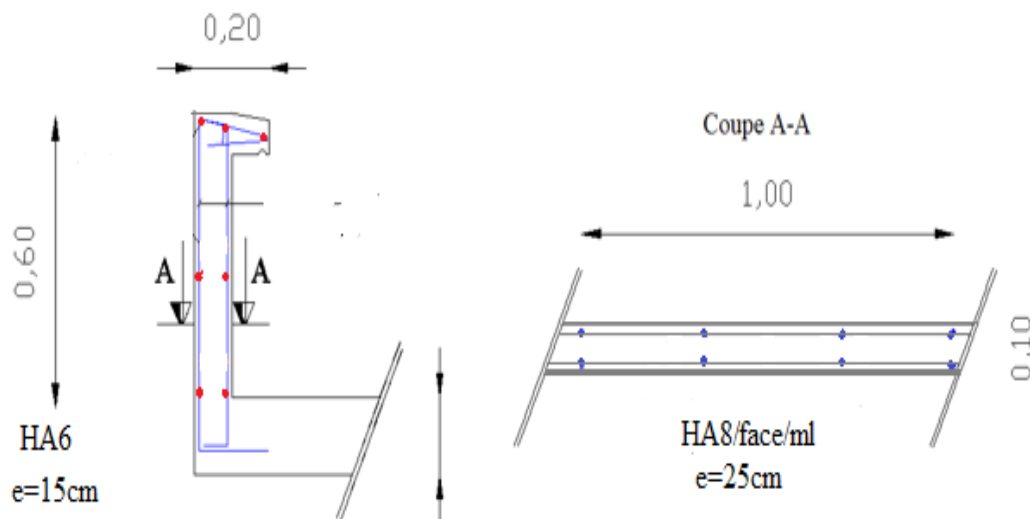


Fig.III.5. Ferrailage de l'acrotère

3. Escalier

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

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

3.1. Définition des éléments de l'escalier

D'après le pré dimensionnement des escaliers on a les dimensions suivantes

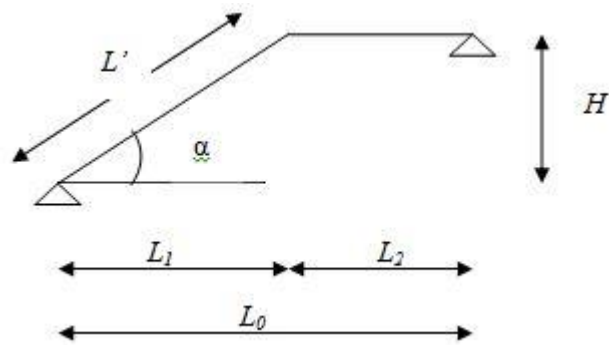


Fig III.6. Dimensions de la première volée

Avec :

$$L_1=240\text{cm}$$

$$L_2=130\text{cm}$$

$$L_0=370\text{cm}$$

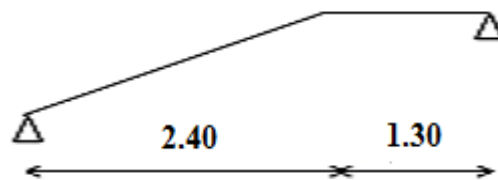


Fig III.7. Schéma statique de l'escalier

A. Palier

$$G=4,40\text{kN/m}^2 \quad Q=2,50\text{kN/m}^2$$

B. Volée

$$G=6,72\text{kN/m}^2 \quad Q=2,50\text{kN/m}^2$$

3.2. Combinaisons des charges

Le calcul est fait pour une bande de 1 m.

A. E.L.U :

✓ palier

$$\begin{aligned} Q_u &= (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \\ &= (1,35 \times 4,4 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 9,69 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

✓ volée

$$\begin{aligned} Q_u &= (1,35 G + 1,5 \cdot Q) \times 1 \\ &= (1,35 \times 6,72 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 12,82 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

B. E.L.S :

✓ palier

$$\begin{aligned} Q_{\text{ser}} &= (G_1 + Q_1) \times 1 \\ &= (4,4 + 2,5) \times 1 = 6,90 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

✓ volée

$$\begin{aligned} Q_{\text{ser}} &= (G + Q) \times 1 \\ &= (6,72 + 2,5) = 9,22 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

3.3. Ferrailage à l'E.L.U

- ✓ calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = \frac{1}{3,70} \left(12,82 \times \frac{(2,4)^2}{2} + 9,69 \times 1,30 \left(2,4 + \frac{1,30}{2} \right) \right) = 20,36 \text{ kN.}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = \frac{1}{3,82} \left(9,69 \times \frac{1,30^2}{2} + 12,82 \times 2,4 \left(2,4 + \frac{1,30}{2} \right) \right) = 23 \text{ kN.}$$

$$\begin{cases} R_B = 20,36 \text{ kN.} \\ R_A = 23 \text{ kN.} \end{cases}$$

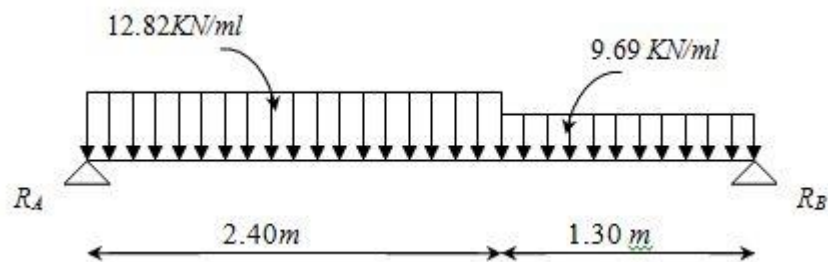


Fig III.8. Chargement de l'escalier à l'ELU

- ✓ Diagramme du moment fléchissant

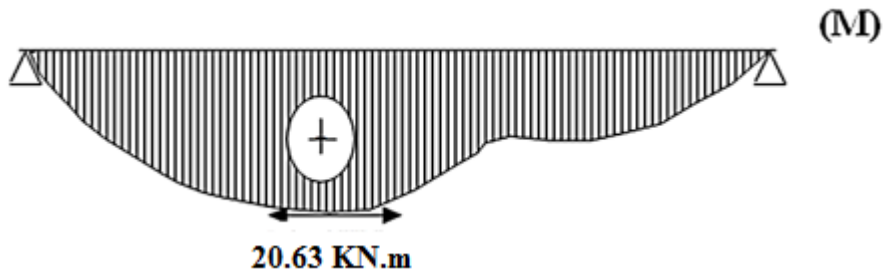


Fig.III.9. Diagramme des moments à l'ELU

- ✓ Diagramme de l'effort tranchant

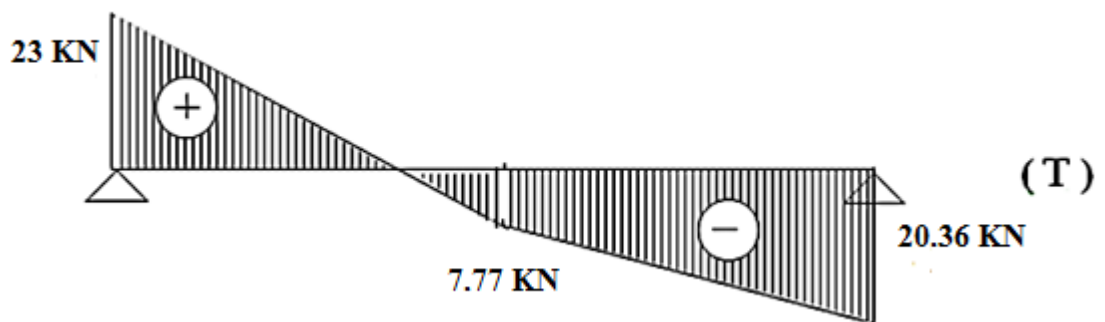


Fig III.10. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

3.4. Calcul des sections d'armature

3.4.1. Calcul des armatures principales

✓ Ferrailage à mi travée

Pour des raisons d'économie et d'uniformisation, nous calculerons le ferrailage seulement pour la paillasse la plus sollicitée.

Le ferrailage sera déterminé pour une bande de 1m

$$b = 100 \text{ cm} \quad d = 10 \text{ cm} \quad \text{FeE400}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{20,63 \times 10^{-3}}{1 \times 0,10^2 \times 14,17} = 0,145 \text{ MN.}$$

D'où : $0,104 < 0,145 < 0,187 \rightarrow$ Pivot A $\Rightarrow A'_{sc} = 0$ (pas d'armature comprimée)

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,145}) = 0,197$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,10 \times (1 - 0,4 \times 0,197) = 0,092 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{M_U}{Z \times \sigma_s} = \frac{20,63 \times 10^{-3}}{0,092 \times 347,83} \times 10^4 = 6,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_t = \mathbf{6 \text{ HA } 12} = 6,7824 \text{ cm}^2$; Avec un espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$.

✓ Ferrailage sur appuis

On prévoit un moment sur appuis tel que :

$$M_{appuis} = 0,3 \times M_{\max} = 6,189 \text{ kN.ml}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,189 \times 10^{-3}}{1 \times 0,10^2 \times 14,17} = 0,044 \text{ MN.}$$

D'où : $0,01 < 0,186 \Rightarrow A'_s = 0$ (pas d'armature comprimée).

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2x\mu}) = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2x0,044}) = 0,056$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18x(1 - 0,4x0,0665) = 0,179 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_U}{Zx\sigma_s} = \frac{6,189x10^{-3}}{0,098x347,83} x 10^4 = 1,82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_t = 4 \text{ HA } 8 = 2.0096 \text{ cm}^2$; Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

3.4.2. Calcul des armatures de répartition

✓ **En travée**

$$A_r^t = \frac{A_t}{4} = \frac{6,7824}{4} = 1,6956 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r^t = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$; Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

✓ **sur appuis**

$$A_r^a = \frac{A_a}{4} = \frac{2,0096}{4} = 0.5024 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r^a = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$; Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

3.5. L'état limite de service (E.L.S)

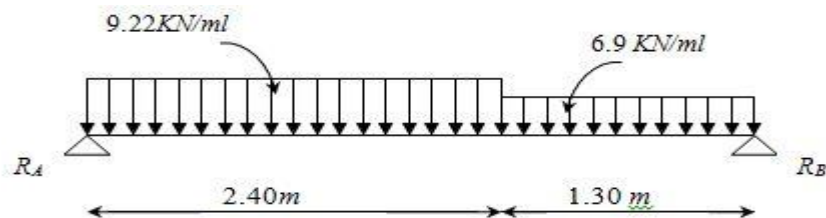


Fig III.11. Chargement de l'escalier à l'ELS

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = \frac{1}{3,70} \left(9,22 \times \frac{(2,4)^2}{2} + 6,9 \times 1,30 \left(2,4 + \frac{1,30}{2} \right) \right) = 14,57 \text{ kN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = \frac{1}{3,70} \left(6,9 \times \frac{(1,30)^2}{2} + 9,22 \times 2,4 \left(2,4 + \frac{1,30}{2} \right) \right) = 16,53 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} R_B = 14,57 \text{ kN} \\ R_A = 16,53 \text{ kN} \end{cases}$$

➤ Diagramme du moment fléchissant

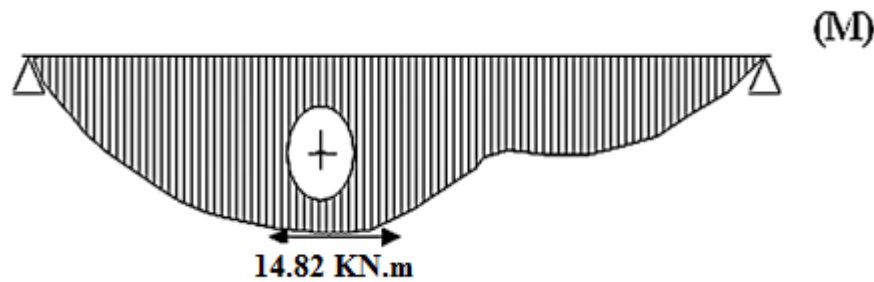


Fig III.12. Diagramme des moments à l'ELS

➤ Diagramme de l'effort tranchant

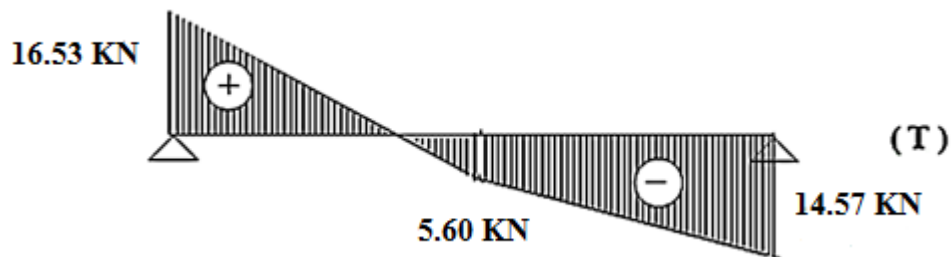


Fig III.13. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

✓ Calcul de la section d'armatures

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Selon la rectification 99du BAEL91 Arti.A.4.5.33 (cas de fissuration préjudiciable), la contrainte de l'acier vaut :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201,63} \times 0,108 = 0,057 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0,10 - \frac{0,057}{3} = 0,081 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times X \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z = \frac{1}{2} \times 1 \times 0,057 \times 15 \times 0,081 = 0,045 \text{ MN.m}$$

$M_{ser} < \bar{M}_1 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées

$$A_{ser}^{travée} = \frac{M_{ser}}{z \bar{\sigma}_{st}} = \frac{14,82 \times 10^{-3}}{0,081 \times 201,63} = 9,07 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser}^{appuis} = 2,72 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{ser}^s ; A_U^s)$$

$$A_s^{travée} = 9,07 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{appuis} = 2,72 \text{ cm}^2$$

3.6. Condition de non-fragilité

$$A_{min} = \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right) =$$

$$\max\left(\frac{1 \times 0,12}{1000}; 0,23 \times 1 \times 0,10 \times \frac{2,1}{400}\right) = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{min} = 1,20 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition Verifiée})$$

$$\text{On prend : } A^{travée} = 6 \text{ HA } 14 = 9.2316 \text{ cm}^2$$

$$A^{appuis} = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

✓ **L'espacement**

$$S_t < \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(36,33) = 33 \text{ cm} \quad \text{on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

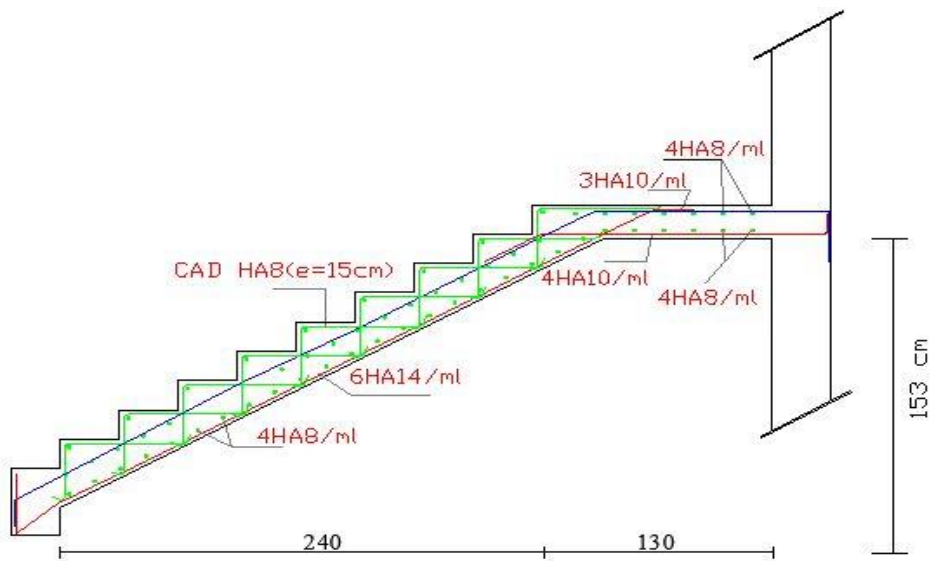


Fig III.14. Ferrailage de l'escalier



Chapitre IV
Analyse dynamique

1. Introduction

Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

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

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

2. Modélisation de rigidité

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

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

3. Modélisation de masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par relation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5\text{KN/m}^3$.
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La charge des escaliers a été répartie au niveau des poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

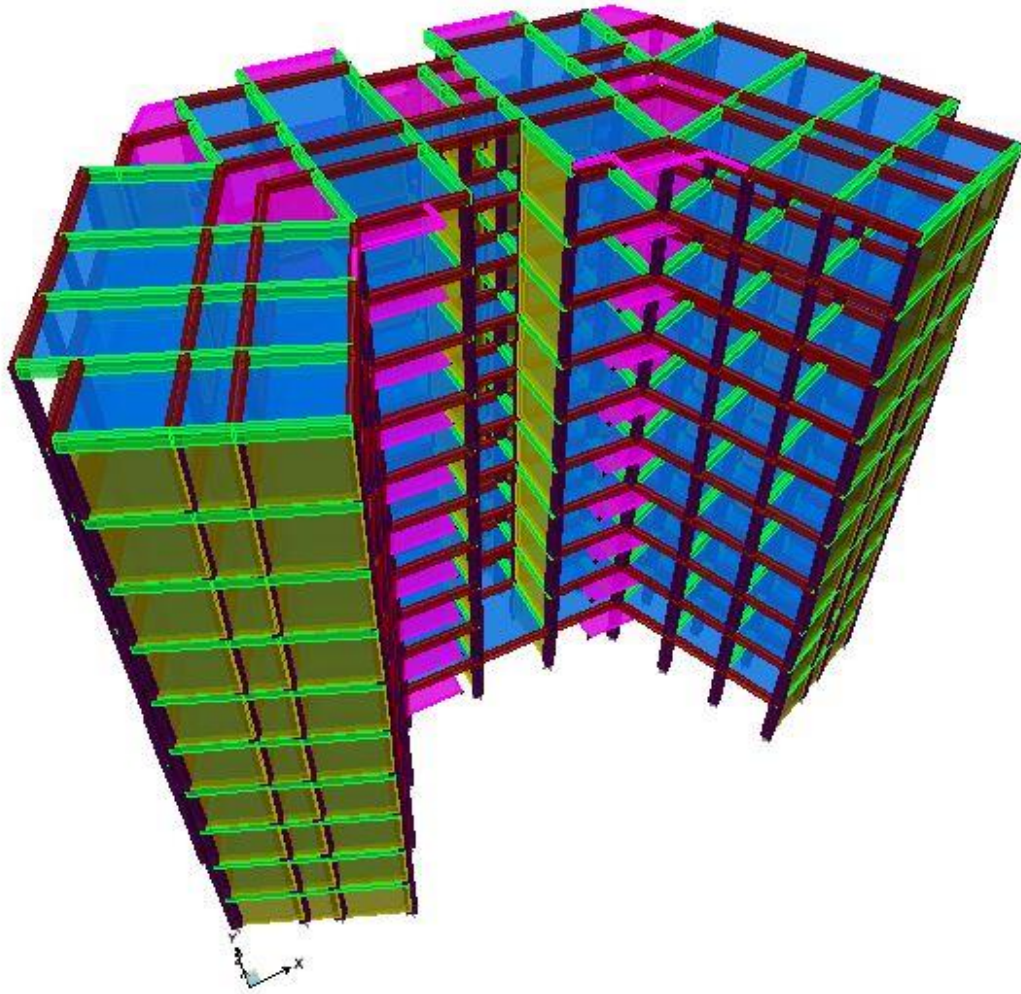


Fig IV.1. Modèle 3-D de la structure

4. Choix de la méthode de calcul

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

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

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

4.1. La méthode statique équivalente

A. Principe

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

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

B. Conditions d'applications

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

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

Zone III :

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

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

4.2. La méthode modale spectrale

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

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

A. Principe :

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

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

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

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

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

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec.}$$

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

B. Analyse spectrale

Utilisation des spectres de réponse

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

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

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

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

Tab.IV.1. Coefficients à retenir pour le calcul dynamique de l'ouvrage étudié

Paramètre	notation	Valeur	Justification
Coefficient d'accélération de zone	A	0,25	Zone III, groupe d'usage 2
Pourcentage Amortissement critique	ζ	5 %	Site S3
Facteur de correction d'amortissement	η	1	$\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0,7$
Coeff de comportement de la structure	R	4	Portique contreventés par des voiles
Facteur de qualité	Q	1,20	$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$
Périodes caractéristiques	T1	0,15	Site S3
Périodes caractéristiques	T2	0,50	Site S3

Tab.IV.2. Spectre de réponse de calcul

T(s)	Sa/g	T[s]	Sa/g	T[s]	Sa/g	T[s]	Sa/g	T[s]	Sa/g
0,0	0,313	1,0	0,148	2,0	0,093	3,0	0,071	4,0	0,044
0,1	0,260	1,1	0,139	2,1	0,090	3,1	0,067	4,1	0,042
0,2	0,234	1,2	0,131	2,2	0,087	3,2	0,064	4,2	0,041
0,3	0,234	1,3	0,124	2,3	0,085	3,3	0,061	4,3	0,039
0,4	0,234	1,4	0,118	2,4	0,082	3,4	0,058	4,4	0,037
0,5	0,234	1,5	0,113	2,5	0,080	3,5	0,055	4,5	0,036
0,6	0,208	1,6	0,108	2,6	0,078	3,6	0,052	4,6	0,035
0,7	0,187	1,7	0,104	2,7	0,076	3,7	0,050	4,7	0,034
0,8	0,171	1,8	0,100	2,8	0,074	3,8	0,048	4,8	0,032
0,9	0,158	1,9	0,096	2,9	0,073	3,9	0,046	4,9	0,031
								5,0	0,030

C. Représentation graphique du spectre de réponse

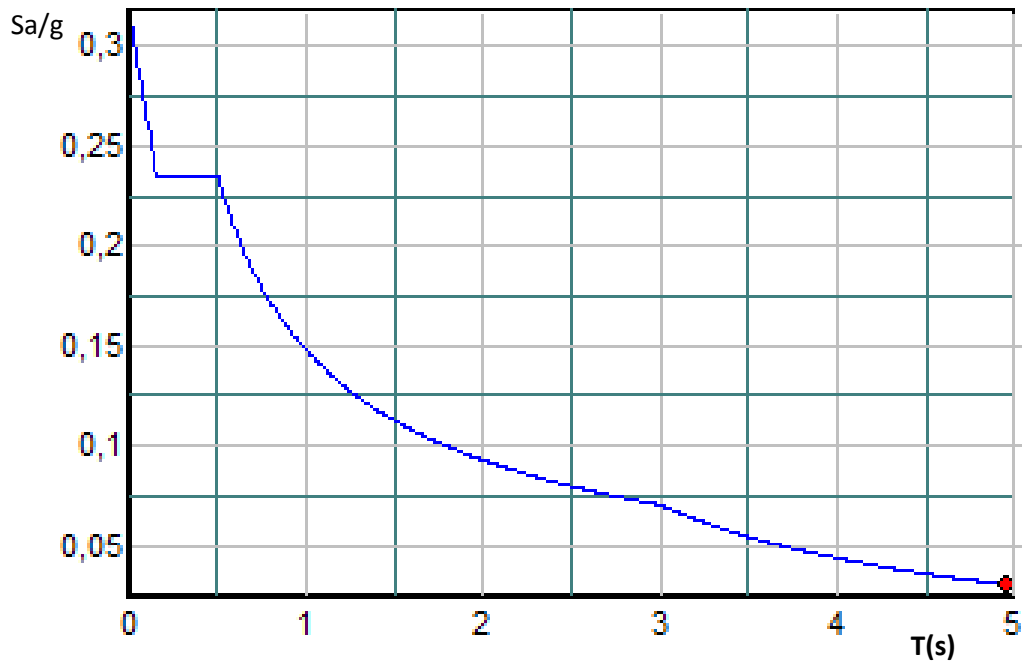


Fig IV.2. Allure de spectre de réponse

5. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure

A. Disposition des voiles

Selon les exigences données par le RPA99 version 2003 et l'aménagement imposé par l'architecte, nous avons choisi un contreventement mixte (voiles+portiques) et proposé plusieurs variantes jusqu'à ce que nous trouvions la disposition adéquate.

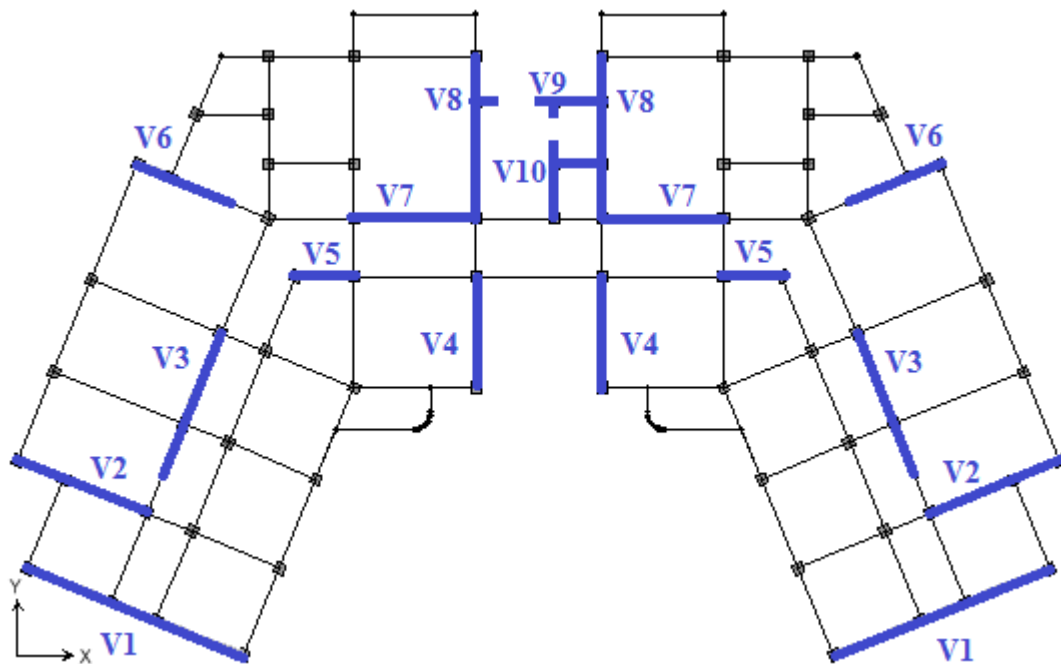


Fig IV.3. Disposition des voiles

B. Détermination des masses et centres de masse par étage

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tab.IV.3. Caractéristiques géométriques de bâtiment

Masse par étage		Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité	
Étage	Masse [t]	XCM[m]	YCM[m]	XCR[m]	YCR[m]	ex [cm]	ey [cm]
9 ^{eme} étage	484,989	17,971	12,047	17,827	11,445	-14,400	-60,200
8 ^{eme} étage	689,974	17,813	11,673	17,831	11,352	18,000	-32,100
7 ^{eme} étage	697,778	17,648	11,614	17,840	11,208	19,200	-40,600
6 ^{eme} étage	716,204	17,656	11,612	17,852	11,052	19,600	-56,000
5 ^{eme} étage	737,063	17,666	11,613	17,861	10,948	19,500	-66,500
4 ^{eme} étage	737,063	17,666	11,613	17,867	10,840	20,100	-77,300
3 ^{eme} étage	758,317	17,675	11,611	17,863	10,738	18,800	-87,300
2 ^{eme} étage	781,956	17,684	11,612	17,836	10,753	15,200	-85,900
1 ^{er} étage	781,956	17,684	11,612	17,779	10,874	09,500	-73,800
RDC	789,528	17,673	11,597	17,681	11,320	00,800	-27,700

L'excentricité accidentelle égale à 5% de la longueur suivant le sens de calculé considéré, dans notre cas ($e_{x,acc} = 0,05 l_x = 1,811m$ et $e_{y,acc} = 0,05 l_y = 1,113m$).

6. Les résultats de l'analyse dynamique (ETABS V 9.7.4)

Tab.IV.4. Période et facteurs de participation massique

Période par Mode		Déplacement		rotation	participation massique	
Mode	Période [sec]	UX[m]	UY[m]	RZ [rad]	ΣUX	ΣUY
1	0,568	0,000	0,690	0,000	0,000	0,690
2	0,506	0,003	0,000	0,691	0,003	0,690
3	0,446	0,706	0,000	0,000	0,710	0,690
4	0,148	0,002	0,177	0,003	0,713	0,868
5	0,143	0,052	0,007	0,101	0,765	0,875
6	0,108	0,118	0,000	0,085	0,884	0,875
7	0,073	0,022	0,001	0,029	0,906	0,877
8	0,069	0,000	0,062	0,000	0,906	0,939
9	0,049	0,031	0,000	0,036	0,937	0,940
10	0,048	0,016	0,000	0,009	0,954	0,940
11	0,044	0,000	0,029	0,000	0,954	0,969
12	0,036	0,006	0,000	0,007	0,960	0,969

- ✓ La période fondamentale de la structure est de 0,568 sec.
- ✓ Le premier et le troisième mode sont des modes de translation ($UY = 0,690m$ et $UX = 0,706m$) suivant Y et X respectivement.
- ✓ Le deuxième mode est un mode de torsion tel que $RZ = 0.691(rad)$.
- ✓ Les facteurs de participations massiques atteignent les 90% au 7^{eme} et 8^{eme} mode selon la direction X et Y respectivement.
- ✓ Le nombre de modes à considérer est de 10.

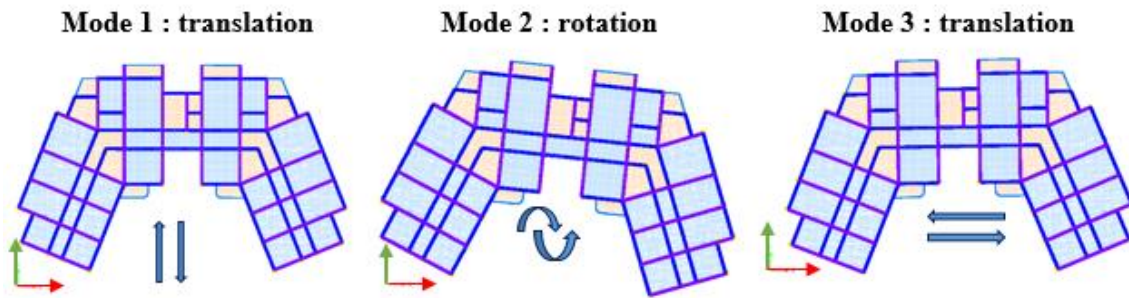


Fig IV.4. Principaux modes de vibrations de la structure

6.1. Vérifications

A. Période

Les RPA.99 (article 4.2.4) exigent que la période numérique (obtenue par **ETABS**) ne dépasse pas de plus de 30% celle obtenue à partir des formules empiriques ($1.3 T_{\text{empirique}} > T_{\text{num}}$).

$$T_{\text{empirique}} = \min \{ C_T h_N^{3/4}; 0.09 h_N / \sqrt{D} \}$$

Avec :

- ✓ h_N : hauteur totale de la structure mesurée à partir de la base.
- ✓ C_T : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage.
- ✓ D : dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

Tab.IV.5. Vérification de la période

h_N [m]	30,60	3,06 x 10
C_T	00,05	Portique contreventé par des voiles
D [m]	36,23	Direction de calcul considéré (X)
$T_{\text{empirique}}$ [s]	00,65	$C_T h_N^{3/4}$

$$T_{\text{num}} = 0,568 \text{ sec} < 1.3 T_{\text{empirique}} = 0,845 \text{ sec}$$

La condition est donc vérifiée.

B. Vérification de la résultante de la force sismique

L'une des 1^{ères} vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003** (l'article 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques, en effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $r = 0,8V/V_t$.

Tab.IV.6. Charge sismique à la base par la méthode statique équivalente

A	0,25	Zone III, groupe d'usage 2
Q	1,20	$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$
R	4	Portique contreventé par des voiles
D_x	2,5	2.5η $0 \leq T_x = 0,45 \leq T_2$
D_y	2,26	$2.5\eta[T_2/T_y]^{2/3}$ $T_2 \leq T_y = 0,58 \leq 3.0 S$
W(MN)	71,748	$\sum W_i$
V_x(MN)	13,452	$(AD_x Q/R) W$
V_y(MN)	12,161	$(AD_y Q/R) W$

Tab.IV.7. Charge sismique à la base par la méthode modale spectrale donnée par ETABS

Direction	V_{dx}[MN]	V_{dy} [MN]
Sens X	16,312	00,346
Sens Y	00,346	14,922

Tab.IV.8. Vérification de la résultante de la force sismique

Sens	V_t[MN]	V[MN]	V_t/V	Vérification (V_t/V ≥ 0,8)
X	16,658	13,452	1,238	Vérifié
Y	15,268	12,161	1,255	Vérifié

C. Déplacements latéraux inter-étages

Une autre vérification préconisée par les RPA 99, concerne les déplacements latéraux inter étages, selon l'article 5.10, l'inégalité exprimée ci-dessous doit être vérifiée.

✓ $\Delta_x \leq \Delta$ et $\Delta_y \leq \Delta$ et cela pour chaque étage.

Avec :

- $\Delta = 1\% h_e$: déplacement ultime.
- $\Delta_x = R (\delta_{ex_k} - \delta_{ex_{k-1}})$: déplacement horizontal.
- $R = 4$: Coefficient de comportement.
- $\Delta_{ek} = \delta_{ex_k} - \delta_{ex_{k-1}}$: déplacement relatif entre deux niveaux successifs.

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.IV.9. Vérification des déplacements inter-étages

niveau	δ_{ex} [cm]	δ_{ey} [cm]	Δ_{ex} [cm]	Δ_{ey} [cm]	Δ_x [cm]	Δ_y [cm]	$0,01h_e$ [cm]	Condition
10	1,67	2,54	0,16	0,27	0,64	1,08	3,06	Vérifié
9	1,51	2,27	0,17	0,29	0,68	1,16	3,06	Vérifié
8	1,34	1,98	0,19	0,30	0,76	1,20	3,06	Vérifié
7	1,15	1,68	0,19	0,31	0,76	1,24	3,06	Vérifié
6	0,96	1,37	0,20	0,31	0,80	1,24	3,06	Vérifié
5	0,76	1,06	0,20	0,30	0,80	1,20	3,06	Vérifié
4	0,56	0,76	0,18	0,26	0,72	1,04	3,06	Vérifié
3	0,38	0,50	0,17	0,24	0,68	0,96	3,06	Vérifié
2	0,21	0,26	0,13	0,17	0,52	0,68	3,06	Vérifié
1	0,08	0,09	0,08	0,09	0,32	0,36	3,06	Vérifié

D. Justification vis-vis de l'effet P-Δ

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des étages provoque des efforts axiaux additionnels.

Le RPA 99 version 2003 exige de faire une vérification de la structure vis-à-vis de ce phénomène, à partir de la formule suivante :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k < 0,1$$

Avec :

- P_k = Poids de la structure au-dessus du niveau k, calculé suivant la formule : $P_k = \Sigma (W_{gi} + \beta W_{qi})$.
- V_k = effort tranchant de l'étage au niveau k.
- Δ_k = Déplacement relatif calculé en considérant la combinaison G+Q+E.
- ✓ Si $0,1 < \theta_k < 0,20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$
- ✓ Si $\theta_k \geq 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

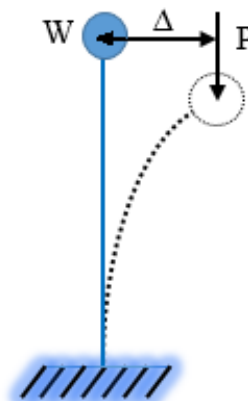


Fig IV.5. Schéma de l'effet P- Delta

Tab.IV.10. Justification vis-vis de l'effet P-Δ

Niveau	Sens X		Sens Y		h _k [cm]	P _k [MN]	θ _x	θ _y	Condition θ < 0,1
	Δx [cm]	V _x [MN]	Δy [cm]	V _y [MN]					
10	0,68	05,467	1,10	5,5190	306	4,84	0,0019	0,0040	vérifié
9	0,52	11,439	1,22	11,113	306	6,89	0,0010	0,0020	vérifié
8	0,78	16,588	1,08	15,656	306	6,97	0,0010	0,0015	vérifié
7	0,82	21,004	1,28	19,437	306	7,16	0,0009	0,0015	vérifié
6	0,82	24,762	1,30	22,631	306	7,37	0,0007	0,0013	vérifié
5	0,84	27,823	1,22	25,287	306	7,37	0,0007	0,0011	vérifié
4	0,78	30,253	1,14	27,489	306	7,58	0,0006	0,0010	vérifié
3	0,68	32,049	0,96	29,204	306	7,81	0,0005	0,0008	vérifié
2	0,56	33,176	0,72	30,341	306	7,81	0,0004	0,0006	vérifié
1	0,32	33,656	0,38	30,849	306	7,89	0,0002	0,0003	vérifié

La condition est vérifiée dans les deux sens, nous pouvons donc négliger l'effet P-Δ.

E. Stabilité au renversement

La stabilité au renversement d'une structure est très importante, et pour que le bâtiment soit stable au renversement, on doit vérifier la relation suivante :

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

Avec :

M_s : Moment stabilisant = W · L_x / 2 (et L_y pour le sens transversal).

M_r : Moment renversant.

Tab.IV.11. Vérification de la stabilité de la structure

poids	Sens X			Sens Y			condition
	M _s [MN.m]	M _r [MN.m]	M _s /M _r	M _s [MN.m]	M _r [MN.m]	M _s /M _r	
71,748	1299,71	311,038	4,1786	798,55	342,337	2,3326	vérifié

La stabilité au renversement est vérifiée dans les deux sens et pour les deux variantes.

6. Conclusion

L'étude dynamique de notre bâtiment a vérifié toute les exigences du RPA99 version 2003.

- ✓ La condition sur la période est vérifiée.
- ✓ La condition sur la résultante de la force sismique est vérifiée.
- ✓ Les déplacements latéraux inter-étages sont vérifiés.
- ✓ La condition est vérifiée dans les deux sens pour l'effet P-Δ.
- ✓ La stabilité au renversement est vérifiée dans les deux sens.

Donc le pré dimensionnement des éléments et leurs dispositions sont correctes et satisfaisant par rapport à l'étude vis-à-vis du séisme.

Chapitre V

Planchers

1. Introduction

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés infiniment rigides dans leur plan, ils ont un rôle de :

- ✓ Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- ✓ Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- ✓ Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux

Notre structure comporte deux types de planchers :

- Plancher en corps creux pour les panneaux de forme régulière.
- Plancher en dalle pleine pour les panneaux de forme irrégulière et les balcons.

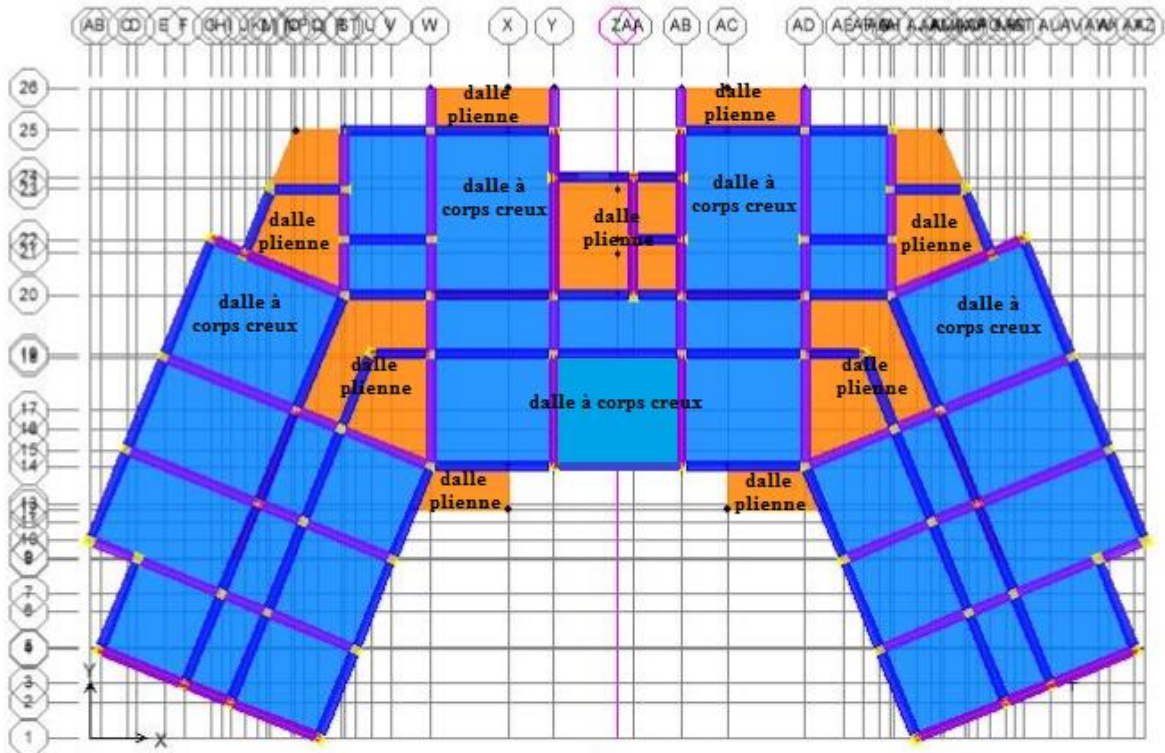


Fig.V.1. Répartition du deux type de plancher

2. Plancher a corps creux

2.1. Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur, armée en général par un treillis soudé, dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

- ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- ✓ 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

l : distance entre axe des poutrelles (50 cm < l = 65 < 80 cm).

Soit : $A_{\perp} = 5T6 = 1.41 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,70 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on opte pour un treillis Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens comme la figure ci-dessous.

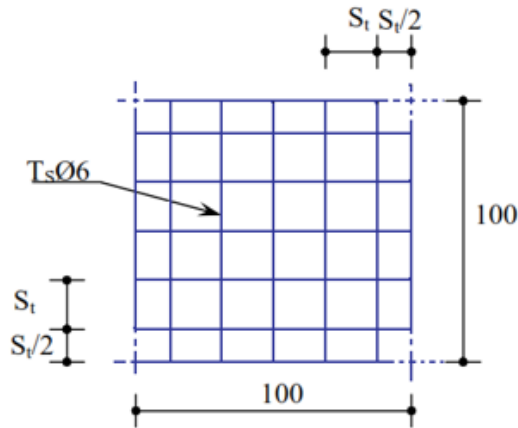


Fig.V.2. Ferrailage de la dalle de compression

2.2. Etude de la poutrelle

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, dont le rôle consiste à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait généralement parallèlement à la plus petite portée.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

A. Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire) :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion, elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de $0,95 \text{ kN/m}^2$ et celui de la main d'œuvre.

- **Poids propre de la poutrelle**

$$G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml.}$$

- **Poids du corps creux**

$$G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ kN/ml.}$$

- **Poids totale**

$$G_{tot} = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ kN/ml.}$$

- **Surcharge de l'ouvrier**

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

Chapitre V : Planchers

✓ Calcul à l'ELU

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable, dans notre cas $L = 4,2m$.

• Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 0,65) = 1,97kN/ml.$$

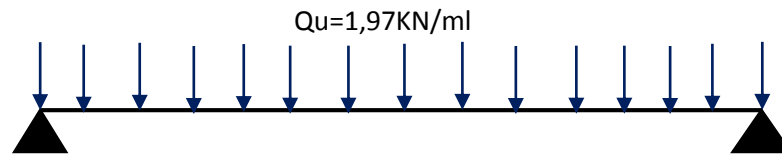


Fig.V.3. Schéma statique d'une poutre

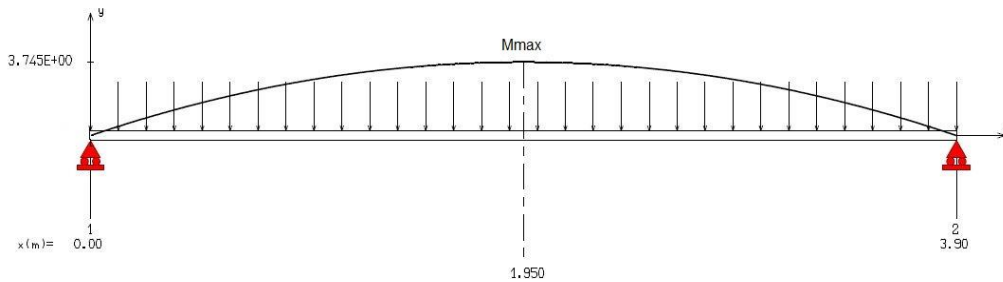


Fig.V.4. Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

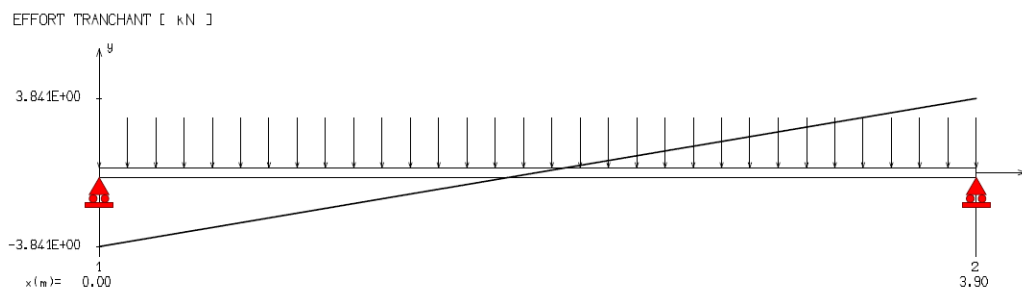


Fig.V.5. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

2.2.1. Ferrailage

Ces éléments de constructions travaillent souvent à la flexion simple pour laquelle on fera le calcul suivant :

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,74 \times 10^{-3}}{0,12 \times (0,9 \times 0,04)^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu = 1,70$$

$$d'ou : \mu > \mu_{lim} = 0,391$$

Ce qui implique que les armatures comprimées sont nécessaires afin d'équilibrer le moment M , mais on est limité par la section du béton ($12 \times 4 \text{ cm}^2$).

Il est donc impératif de prévoir des étais pour que la poutre supporte les charges avant le durcissement de la table de compression.

Chapitre V : Planchers

B. Après coulage de la dalle de compression (section en T)

Tab.V.1. Dimensions des poutrelles

dimension	Valeur [cm]	
h_t	Epaisseur de la dalle	20
h_0	Epaisseur de la table	4
b_0	Largeur de poutrelle	12
b_1	$(b-b_0)/2$	26,5
b	Largeur de la table	65

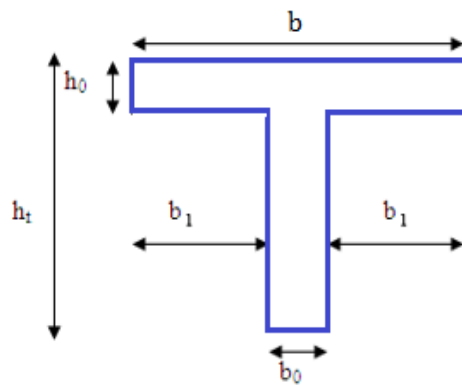


schéma de poutrelle

2.2.2. Choix de la méthode de calcul

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé pour calculer les moments et les efforts tranchant :

- ✓ la méthode **forfaitaire**
- ✓ méthode de **Caquot**
- ✓ la méthode de **RDM**.

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une de ces méthodes.

Tab.V.2. Conditions d'applications des méthodes de calcul

Méthode	Conditions d'applications
Méthode forfaitaire	<ul style="list-style-type: none"> • $q \leq 2g$ et $q \leq 5\text{kN/m}^2$ (plancher à surcharge modérée) • planchers ayant même inertie dans les différentes travées • Portées successives dans les rapports $0.8 \leq l_i / l_{i-1} \leq 1.25$ et $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$ • Fissuration préjudiciable
Méthode de Caquot	<ul style="list-style-type: none"> • $q > 2g$ ou $q > 5\text{kN/m}^2$ • section en T en travée • Une des conditions d'application de la méthode forfaitaire non vérifiée
Méthode de RDM	<ul style="list-style-type: none"> • Poutrelle (poutre) à une seule travée

Tab.V.3. Charges et surcharges revenant à la poutrelle

Niveau	G [kN/m ²]	Q [kN/m ²]	$P_u \times 0,65$ [kN/ml]
terrasse	6,29	1	6,49
Étages courants	5,70	1,5	6,46

Chapitre V : Planchers

Nous avons trois (03) types de poutrelles à envisager

Tab.V.4. Schéma statique des différents types de poutrelles

Type de travée	Schéma statique
02 travées	
03 travées	
04 travées	

Les efforts sont calculés par logiciel SAP2000.

Tab.V.5. Efforts dans les poutrelles

Travées	sollicitations	Diagrammes
02 Travées	M [kN.m]	
	V [kN]	
03 Travées	M [kN.m]	
	V [kN]	
04 Travées	M [kN.m]	
	V [kN]	

Tab.V.6. Effort dans les poutrelles

Type de poutrelle	Efforts	Valeur maximale
02 travées	Mt [kN.m]	9,18
	Ma [kN.m]	-11,14
	V [kN]	-16,28
03 travées	Mt [kN.m]	6,02
	Ma [kN.m]	-7,38
	V [kN]	-13,20
04 travées	Mt [kN.m]	10.26
	Ma [kN.m]	-11.94
	V [kN]	-17,44

Soit :

- ✓ $M_t \text{ max} = 10.26 \text{ KN.m}$
- ✓ $M_a \text{ max} = -11,94 \text{ KN.m}$
- ✓ $V \text{ max} = -17.44 \text{ KN.m}$

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes citées précédemment.

• **Poutrelle à deux (02) travées :**

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée c'est-à-dire : $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$ ($l_i / l_{i+1} = 0,67$).

Alors, on utilise la méthode de **CAQUOT**

Avec :

- ✓ **Moment sur appuis**

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

- $l' = l$ pour une travée de rive
- $l' = 0,8 l$ pour une travée intermédiaire

- ✓ **Chargement**

- **ELU**

$$1.35g \times 0.65 = 5.52 \text{ KN/ml}$$

$$1.5q \times 0.65 = 1.42 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

$$g \times 0.65 = 4.08 \text{ KN/ml}$$

$$q \times 0.65 = 0.97 \text{ KN/ml}$$

Chapitre V : Planchers

Tab.V.7. Tableau de calcul des efforts (poutrelle à 02 travées)

Moment de flexion [kN.m]				Efforts tranchants [kN]		Cas de chargement $L_{AB} = 2.83 \text{ m}$ $L_{BC} = 4.20 \text{ m}$
ELU		ELS		ELU	ELS	
Ma	Mt	Ma	Mt			
-11.3	9,18	-8.17	7.21	-16,28	-12.67	
-9.49	7.65	-6.97	5.67	-13,90	-10.33	
-10.7	10,2	-7.80	7.37	-17,38	-12.58	

Tab.V.8. Tableau de calcul des efforts (poutrelle à 03 travées)

Moment de flexion [kN.m]				Efforts tranchants [kN]		Cas de chargement $L_{AB} = 3.3 \text{ m} ; L_{BC} = 3.3 \text{ m}$ $L_{CD} = 3.4 \text{ m}$
ELU		ELS		ELU	ELS	
Ma	Mt	Ma	Mt			
-6.66	6.02	-5.11	4.7	-13.2	-10.27	
-6.76	6.00	-4.89	4.34	13.88	10.03	
-6.66	6.39	-5.11	4.63	-14.28	-10.32	
-6.60	6.71	-4.80	4.84	-14.05	-10.01	

Tab.V.9. Tableau de calcul des efforts (poutrelle à 04 travées)

Moment de flexion [kN.m]				Efforts tranchants [kN]		Cas de chargement $L_{AB} = 3.3 \text{ m} ; L_{BC} = 3.3 \text{ m}$ $L_{CD} = 3.4 \text{ m} ; L_{DE} = 4.3 \text{ m}$
ELU		ELS		ELU	ELS	
Ma	Mt	Ma	Mt			
-11.65	9,77	-8.43	7.6	-16,65	-12.95	
-5.90	8.06	-4.27	5.98	-14.29	-10.55	
-11.65	10.45	-8.43	7.56	-17.93	-12.97	
-11.16	10.75	-8.10	7.76	-17.76	-12.86	
-5.90	8.09	-4.27	5.99	-14.28	-10.54	

Soit à l'ELU :

- $M_t \text{ max} = 10.75 \text{ kN.m}$ poutrelle à 4 travées 4^{ème} cas de chargement (**travée DE**)
- $M_a \text{ max} = -11,65 \text{ kN.m}$ poutrelle à 4 travées 3^{ème} cas de chargement (**appui D**).
- $V \text{ max} = -17.93 \text{ kN.m}$ poutrelle à 4 travées 3^{ème} cas de chargement (**appui D**).

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

2.2.3. Ferrailage en travée et sur appui

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

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

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

$h = 20 \text{ cm}$, $h_0 = 4 \text{ cm}$, $b = 65 \text{ cm}$, $b_0 = 12 \text{ cm}$, $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$, $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$,
 $f_e = 400 \text{ MPa}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

$M_{tab} = 62.4 \text{ kN.m}$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

Chapitre V : Planchers

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

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

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

Tab.V.10. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures

	M_u [kN.m]	μ	A_{sc} [cm ²]	A_s [cm ²]	Choix d'armature
Travée	10.75	0.036	0	1.75	3HA10
Appui	11.65	0.039	0	1.89	2HA12

2.2.4. Vérifications

A. Condition de non-fragilité :(article A.4.2 du BAEL 91).

$$A_s^{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_s^{\min}$ (condition est vérifiée dans le cas du ferrailage en travée et sur appuis).

B. Effort tranchant (ferrailage transversal)

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $V_u^{\max} = 17.93 \text{ kN}$.

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = 0.153 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u. (\text{Vérifiée})$$

Puisque la condition est vérifiée, alors le béton seul suffit à reprendre les efforts tranchants, mais on doit mettre un pourcentage minimal d'armatures transversales.

Avec :

$$\Phi = \min \{h/35 ; \Phi I ; b_0/10\}$$

$$S_t = \min \{0.9d ; 40 \text{ cm}\}$$

Nous choisissons des **Φ8** avec un espacement de **16 cm**

C. Vérifications des armatures longitudinales

Tab.V.11. Vérifications aux appuis (Armatures longitudinales)

Appuis de rives	Appuis intermédiaires	condition
$A_s = 1.89 \text{ cm}^2 \geq \frac{V_u \gamma_s}{f_e} = 0.63 \text{ cm}^2$.	$A_s = 1.89 \text{ cm}^2 \geq \frac{V_u^{\max} + \frac{M_{uq}}{0,9d}}{\sigma_s} = 0.26 \text{ cm}^2$	vérifié
	$\sigma_b \leq 1.3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ $15 \leq 21.66$	vérifié

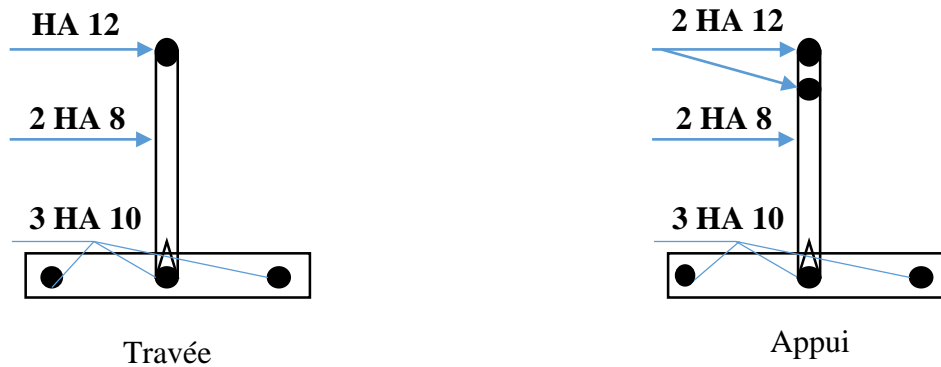


Fig.V.6. Ferrailage du poutrelles

3. Dalles pleines

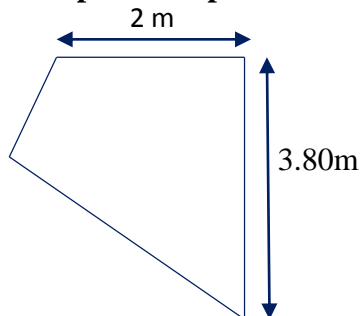
Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis continus.

Dans notre structure, on a :

- ✓ dalles pleines sous forme rectangulaire pour la cage d'escalier et les balcons.
- ✓ dalles pleines sous forme trapézoïdal qui reposent sur quatre appuis

Pour le calcul on choisit la dalle la plus sollicitée.

3.1. Dalle pleine trapézoïdale



* Dalles portant dans un seul sens $\alpha \leq 0,4$

* Dalles portant dans deux sens $\alpha > 0,4$

$$\alpha = 1.70/3.50 = 0.48 > 0,4$$

Donc la dalle portant dans deux sens

3.1.1. Evaluation des charges

$$G=6,96 \text{ kN/m}^2, Q=1.5 \text{ kN/m}^2.$$

- ✓ **ELU**

$$P_u = 1,35G + 1,5Q = 11.65 \text{ kN/m}^2$$

- ✓ **ELS**

$$P_{ser} = G + Q = 8,46 \text{ kN/m}^2$$

3.1.2. Calcul des moments

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

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de α

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

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "

Chapitre V : Planchers

$$\alpha = 0,45 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,102 \\ \mu_y = 0,330 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 2.85 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.94 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 2.13 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 0.70 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_x = -1.42 \text{ kNm}$$

3.2. Dalle rectangulaire de la cage d'escalier

Tab.V.12. Calcul des moments en travées et sur appuis

l_x [m]	l_y [m]	α	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]	M_{tx} [kN.m]	M_{ty} [kN.m]	$M_{ax} = M_{ay}$ [kN.m]
2.25	3.65	0.60	4.77	1.45	3.85	1.08	-2.38
Avec : $\mu_x = 0,081$ et $\mu_y = 0,305$							

3.3. Dalles rectangulaires de balcon

Le balcon sera calculé comme une console de 1m de largeur et de 12 cm d'épaisseur.

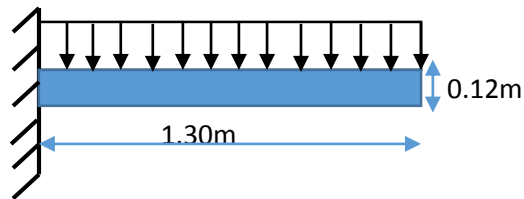


Fig.V.7. Schéma statique du balcon

Tab.V.13. Combinaisons des charges du balcon

G [kN/m ²]	Q [kN/m ²]	P _u [kN/m]	P _{ser} [kN/m]
6.96	3.5	14.64	10.46

Tab.V.14. sollicitations données par RDM6 agissant sur le balcon

Moment et Effort tranchant à l'encastrement		Diagrammes
ELU	M = 12.37 [kN.m]	
	T = 19.03 [kN]	
ELS	M = 8.84 [kN.m]	
	T = 13.59 [kN]	

Donc la dalle pleine la plus sollicitée est la dalle de balcon, Le calcul se fera à l'ELU avec une vérification à l'ELS

3.3.1. Ferrailage à ELU

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement, les fissurations sont considérées comme préjudiciables.

Tab.V.14. Ferrailage du balcon à l'ELU

M_u [kN.m]	μ	A_{sc} [cm ²]	A_s [cm ²]	Choix d'armature	S_t
12.37	0.075	0	3.41	4 HA 12	25

3.3.2. Condition de non-fragilité (article A.4.2 du BAEL 91).

$$A_s^{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc : } A_s > A_s^{\min} \text{ (condition vérifiée).}$$

Tab.V.15. Vérification à ELS

M_{ser} [KN.m]	$ql^2/2$	8.84
$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$0,6f_{c28}$	15
$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	$Min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$	201.63
Y_{AN} [m]	$by^2 + 30(As + Asc)y - 30(dAs + d'Asc)$	0.10
I_{AN} [m ⁴]	$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_s \cdot (d - y)^2 + A_{sc} \cdot (y - d')^2]$	3.33×10^{-4}
K [MN/m ³]	M_{ser}/I_{AN}	26.55
σ_{bc} [MPa]	$\sigma_{bc} = K \cdot y_{AN}$	2.65
σ_s [MPa]	$\sigma_{st} = n \cdot K \cdot (d - y_{AN})$	3.186

$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \geq \sigma_{bc} = 2.65 \text{ MPa}$ **vérifié**

$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \geq \sigma_s = 3.186 \text{ MPa}$ **vérifié**

3.3.3. Condition de cisaillement

$\tau_u = V_u/bd = 0.17 \leq \bar{\tau} = 2.5$ **vérifié**

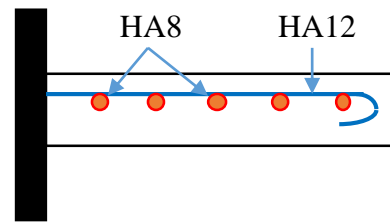


Fig.V.8. Ferrailage du balcon

La condition est vérifiée, ce qui signifie que le béton seul suffit à reprendre l'effort tranchant, on dispose donc des armatures de répartition minimales

$$Ar \geq \frac{As}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA8 avec un espacement de 25 cm

Chapitre VI
Ferraillage des
éléments structuraux

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

1. Introduction

Nous allons procéder à la détermination du ferrailage des éléments résistants de notre structure (poteaux, poutres et voiles), cela en se basant sur les valeurs des sollicitations obtenues grâce au logiciel ETABS,

Le ferrailage sera conforme aux règlements en vigueur en Algérie: RPA 99 version 2003, CBA 93 et BAEL 91.

2. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée à l'ELU, et seront vérifiés à l'ELS.

Les combinaisons considérées pour le calcul du ferrailage des poteaux sont présentées dans le tableau qui suit :

Tab VI.1. Combinaisons de calcul du ferrailage des poteaux

ELU	$1.35 G + 1.5 Q$
ELS	$G + Q$
RPA99 version 2003	$G + Q \pm E$ et $0.8 G \pm E$

2.1. Les armatures longitudinales

2.1.1. Recommandations du RPA2003

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

- Le pourcentage minimal sera de 0.9% de la section du poteau (Zone III).
- Le pourcentage maximal en zone courante sera de 4%.
- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6%.

Tab VI.2. Recommandations du RPA sur les armatures longitudinales

Poteau	$A_{Smin}[cm^2]$	$A_{Smax}[cm^2]$	
		Zone courante	Zone recouvrement
(45x45)	18.225	81.00	121.50
(40x40)	14.400	64.00	96.00
(35x35)	11.025	49.00	73.50

- ✓ Le diamètre minimal est de $\Phi 12$.
- ✓ La longueur du recouvrement minimale est de $L_r = 50 \Phi$ (Zone III).
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (Zone III).
- ✓ les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

2.2. Détermination des sollicitations

Les armatures sont déterminées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables, en considérant les trois cas de chargement possibles suivant :

- ✓ $N_{\max} \implies M_{\text{correspondant}}$
- ✓ $M_{\max} \implies N_{\text{correspondant}}$
- ✓ $N_{\min} \implies M_{\text{correspondant}}$

Les sollicitations de calcul pour ces trois cas de chargements ont été obtenues par le logiciel de calcul ETABS.

Tab VI.3. Sollicitations de calcul pour le cas N_{\max} et M_{cor}

Niveaux	Section des poteaux [cm ²]	Combinaisons de Charges	N_{\max} [kN]	M correspondant [kN.m]	V_{\max} [kN]
RDC 1.2.3	(45x45)	ELU	1291.24	6.81	33.43
4.5.6	(40x40)	ELU	699.12	13.88	23.49
7.8.9	(35x35)	ELU	333.94	10.65	24.39

Tab VI.4. Sollicitations de calcul pour le cas M_{\max} et N_{cor}

Niveaux	Section des poteaux [cm ²]	Combinaisons de charges	M_{\max} [kN]	N correspondant [kN.m]	V_{\max} [kN]
RDC 1.2.3	(45x45)	G+Q+E	132.52	174.89	181.61
4.5.6	(40x40)	G+Q+E	117.64	111.59	145.21
7.8.9	(35x35)	G+Q+E	79.73	4.47	103.59

Tab VI.5. Sollicitations de calcul pour le cas N_{\min} et M_{cor}

Niveaux	Section des poteaux [cm ²]	Combinaisons de charges	N_{\min} [kN]	M correspondant [kN.m]	V_{\max} [kN]
RDC 1.2.3	(45x45)	0.8G+E	987.58	9.19	179.38
4.5.6	(40x40)	0.8G+E	671.66	11.67	144.67
7.8.9	(35x35)	0.8G+E	335.05	24.45	102.43

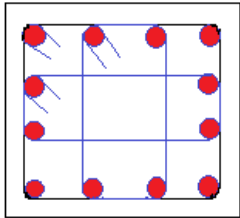
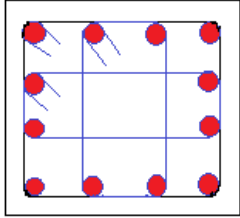
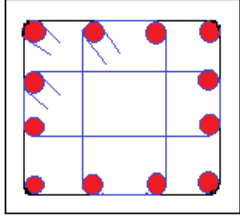
2.3. Calcul du ferrailage

Les armatures longitudinales obtenues pour les poteaux des différents niveaux sont répertoriées dans le tableau suivant :

Tab VI.6. Ferrailage des poteaux

Niveau	N [kN]	M [kN.m]	As' [cm ²]	As [cm ²]	A _{min} [cm ²]	choix	A _{adopté} [cm ²]
RDC 1, 2, 3	N _{max} = 1291.2	M _{cor} = 6.81	0	0	18.22	4HA16 + 8HA14	20.34
	N _{cor} = 174.89	M _{max} = 132.52	0	7.63			
	N _{min} =987.58	M _{cor} = 9.19	0	0			
4, 5, 6	N _{max} = 699.12	M _{cor} =13.88	0	0	14.4	12HA14	18.46
	N _{cor} = 111.59	M _{max} = 117.64	0	8.90			
	N _{min} =671.66	M _{cor} = 11.67	0	0			
7, 8, 9	N _{max} = 333.94	M _{cor} =10.65	0	0	11.02	4HA14 + 8HA12	15.19
	N _{cor} = 4.47	M _{max} = 79.73	0	7.80			
	N _{min} = 335.05	M _{cor} = 24.45	0	0			

Tab.VI.7. Ferrailage avec les sections minimales imposées par les RPA 99

Dimensions des poteaux [cm ²]	As [cm ²]	Schéma de ferrailage	
45x45	18.22		4HA16 + 8HA14
40x40	14.4		12HA14
35x35	11.02		4HA14 + 8HA12

2.3.1. Condition de non-fragilité

$$A_s^{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,44cm^2 \quad \text{Donc : } A_s > A_s^{\min}$$

(Condition vérifiée pour tous les poteaux).

2.4. Armatures transversales

2.4.1. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{V_{max}}{bd} \leq \rho_d f_{c28}$$

✓ $\bar{\tau} = \min (0.15 f_{c28}/\gamma_b ; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$ (Fissuration peu préjudiciable).

✓ $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$: l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

✓ $l_f = 0.7 l_0$: la longueur de flambement du poteau.

✓ V_u : Effort tranchant du calcul.

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tab VI.8. Vérification à l'effort tranchant

Section	V_u [kN]	τ_b [MPa]	λ_g	ρ_d	$\rho_d f_{c28}$ [MPa]	Remarque
45x45	181.61	0.896	4.76	0.040	1.00	Condition vérifié
40x40	145.21	0.907	5.35	0.075	1.87	Condition vérifié
35x35	103.59	0.845	6.12	0.075	1.87	Condition vérifié

2.4.2. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_d V_u}{h f_e}$$

✓ V_u : Effort tranchant du calcul.

✓ f_e : Contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale.

✓ ρ_d : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

✓ S_t : espacement des armatures transversales, ($S_t \leq 10\text{cm}$ en zone nodale ;

$S_t \geq \{b/2 ; h/2 ; 10\phi_t\}$ en zone courante).

$$\rho_d = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Nous optons donc pour un espacement égal à 10 cm pour les zones nodales et 15 cm pour les zones courantes.

Tab VI.9. Déterminations des armatures transversales des poteaux

Niveau	Vu [MN]	ρ_a	h[m]	f _e [MPa]	A _t [cm ²]	
					Zone nodale	Zone courante
RDC 1, 2, 3	0.181	3.75	0.45	400	3.77	5.65
4, 5, 6	0.145	2.5	0.40		2.26	3.39
7, 8, 9	0.103	2.5	0.35		1.84	2.76

- ✓ La quantité minimale des armatures transversale A_t/b_s en % est donnée par
 - $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\%$
 - $\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8\%$
 - $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.
- ✓ Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi_{\min}$.

Tab VI.10. Ferrailage transversal selon les RPA 99 version 2003

Niveau	λ_g	b[m]	A _{tmin} [cm ²]		Choix d'armatures
			Zone nodale	Zone courante	
RDC 1, 2, 3	4.76	0.45	2.47	3.71	3 cadres HA 10
4, 5, 6	5.35	0.40	1.20	1.80	3 cadres HA 8
7, 8, 9	6.12	0.35	1.05	1.57	3 cadres HA8

2.4.3. Vérification a ELS

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- ✓ Les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations (N_{ser} ; M_{ser}) donnée par ETABS.
- ✓ La fissuration est considérée préjudiciable donc, on a une limitation des contraintes de traction dans l'acier.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tab VI.11. Vérification a ELS

$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]		$0,6f_{c28}$			15	
$\bar{\sigma}_s$ [MPa]		$Min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$			201.63	
Niveau	Section du poteau	N _{ser} [KN]	M _{ser} [KN.m]	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	Condition
RDC 1, 2, 3	(45x45)	940.30	4.90	2.2	32.5	vérifié
4, 5, 6	(40x40)	509.51	9.96	1.9	26.7	vérifié
7, 8, 9	(35x35)	243.85	7.63	1.4	20.2	Vérifié

3. Ferrailage des poutres

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant comptes des combinaisons suivantes :

Tab VI.12. Combinaisons considérées pour le calcul du ferrailage des poutres

ELU	1.35 G + 1.5 Q
ELS	G + Q
RPA99 version 2003	G + Q ± E et 0.8 G ± E

3.1. Recommandations du RPA99 version 2003

3.1.1. Armatures longitudinales

- Le pourcentage minimal sera de 0.5% de la section de la poutre (Zone III).
- Le pourcentage maximal en zone courante sera de 4%.
- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6%.
- La longueur du recouvrement est de 50 Φ (Zone III).
- L’ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l’angle doit être effectué avec des crochets à 90°

Tab VI.13. Sections d’armatures nécessaires dans les poutres (Recommandations du RPA)

Poutre	A _{Smin} [cm ²]	A _{Smax} [cm ²]	
		Zone courante	Zone recouvrement
P.S (45x30)	6.75	54	81
P.P (35x30)	5.25	42	63

Tab VI.14. Sollicitations de calcul des poutres

Poutre	combinaison	M [KN.m] En travée	M [KN.m] Sur appui
P.P	G+Q+Ey	110.75	141.69
P.S	G+Q+Ex	69.58	96.91

Tab VI.15. Calcul du ferrailage longitudinal

Poutre	En travée		Sur appui		Asmin RPA
	μ	A_s [cm ²]	μ	A_s [cm ²]	
P.P	0.167	9.12	0.203	11.36	6.75
P.S	0.165	6.98	0.230	10.20	6

Tab VI.16. Choix des armatures

poutre	En travée	A_s adopté	Sur appui	A_s adopté
P.P	6HA14	9.23	6HA16	12.06
P.S	3HA14 + 3 HA12	8.01	3 HA16 + 3 HA14	10.64

3.2. Condition de non-fragilité

Poutre principale : $A_s^{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.48 \text{ cm}^2$ (condition vérifié)

Poutre secondaire : $A_s^{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.14 \text{ cm}^2$ (condition vérifié)

3.3. Vérification de l'effort tranchant (Art. A.5.1.1 CBA 93)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise

conventionnellement égale à : $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd}$

V_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\checkmark \text{ Poutres principales } \tau_u = \frac{0.283}{0.3 \times 0.405} = 2.33 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \text{ Poutres secondaires } \tau_u = \frac{0.194}{0.3 \times 0.315} = 2.05 \text{ MPa}$$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$\tau \leq \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa. (A.5.1.2 CBA 93)}$$

Poutres principales : $\tau_u = 2.33 < 3.33 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

Poutres secondaires : $\tau_u = 2.05 < 3.33 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

3.4. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales des poutres sont calculées d'après l'article 7.5.2.2 du RPA99/2003 à l'aide de la formule suivante : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

✓ **Zone nodale** : $S_t' \leq \left(\frac{h}{4}, 12\phi_l \right)$

✓ **Zone courante** : $S_t' \leq \frac{h}{2}$

Tab VII.17. Ferrailage transversale des poutres

Dimensions des poutres	S _t [cm]		A _t [cm ²]		A _t adopté [cm ²]	Choix d'armatures
	Z.N	Z.C	Z.N	Z.C		
P.P (30x45)	10	20	0.90	1.80	2.00	4HA8
P.S (30x35)	8	17	0.72	1.53	2.00	1cadre+1étrier

3.4.1. Vérifications à l'ELS

Moments à l'ELS

✓ **Sur appuis**

$$M_{\text{ser}} (\text{P.P}) = 39.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} (\text{P.S}) = 27.13 \text{ kN.m}$$

✓ **En travées**

$$M_{\text{ser}} (\text{P.P}) = 31.01 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{ser}} (\text{P.S}) = 19.48 \text{ kN.m}$$

Le calcul se fera suivant l'organigramme de la flexion simple à l'ELS, les résultats sont résumés dans le tableau VI.18.

Tab VI.18. Vérifications à l'ELS

		Y [m]	I [m ⁴]	K [MN/m ³]	σ_b [MPa]	$\bar{\sigma}_b$ [MPa]	Condition
Poutre principale	En travée	0.146	0.0012	25.84	3.77	15	Vérifié
	Sur appui	0.146	0.0013	30.51	4.45		
Poutre secondaire	En travée	0.113	0.0005	34.81	3.93		
	Sur appui	0.113	0.0007	37.61	4.25		

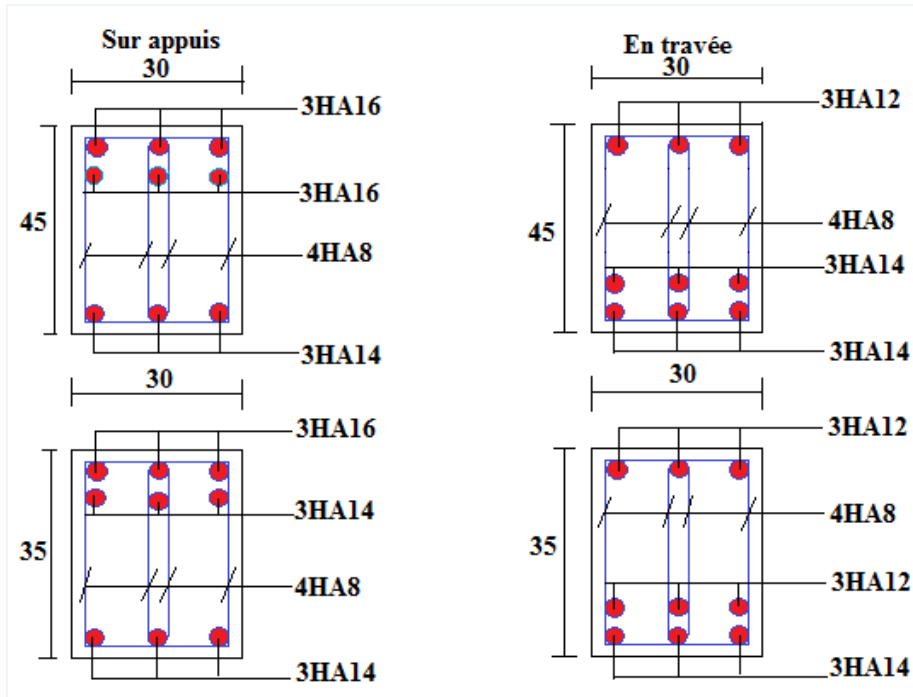


Fig VI.1. Ferrailage des poutres

4. Ferrailage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures transversales.

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux. Pour cela nous ferrillons nos voiles par zones :

- ✓ Zone I : RDC, 1^{ème}, 2^{ème}, 3^{ème} niveau.
- ✓ Zone II : 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} niveau.
- ✓ Zone III : 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} niveau.

• Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et celles des deux charges verticales à prendre sont données par le tableau suivant :

Tab VI.19. Combinaisons considérées pour le calcul du ferrailage des voiles

ELU	$1.35 G + 1.5 Q$
ELS	$G + Q$
RPA99 version 2003	$G + Q \pm E$ et $0.8 G \pm E$

4.1. Identification des voiles

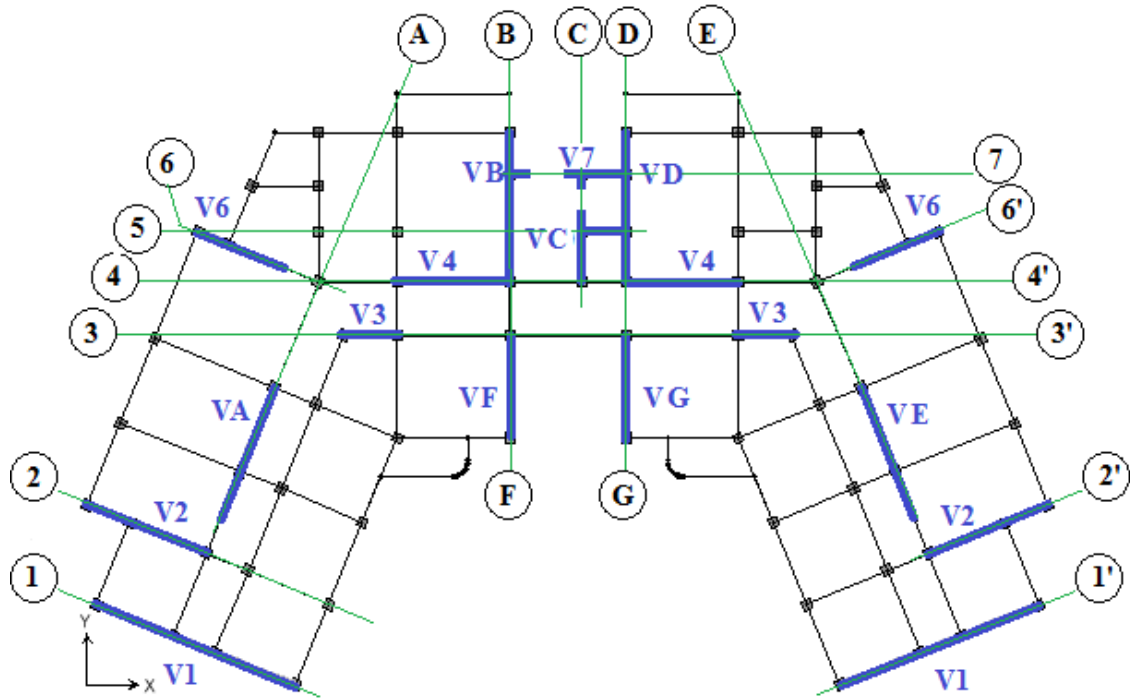


Fig VI.2. Identification des voiles

4.2. Ferrailage des voiles

4.2.1. Recommandations du RPA99 version 2003

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte à ce qu'il reprenne les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par l'article 7.7.4.1 des RPA99-version 2003:

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20 % de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile, ils doivent être munis de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - ✓ $St \leq 1.5 e$ avec e : épaisseur du voile.
 - ✓ $St \leq 30 \text{ cm}$

4.2.2. Calcul du ferrailage vertical

Afin de déterminer les contraintes dans chaque voile, nous devons d'abord calculer les paramètres suivants :

- ✓ L : longueur du voile.
- ✓ Ω : section transversale du voile.
- ✓ I : moment d'inertie.
- ✓ V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre extrême.

Le calcul se fait pour des bandes de largeur (d) donnée par [Art 7.7.4 RPA 99/2003].

Les contraintes maximales dans les voiles sont déterminées à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) par les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I}$$

Tab VI.20. Caractéristiques des voiles

voile	L [m]	Ω [m ²]	I [m ⁴]	V [m]
V1	8.00	1.60	8.53	4.00
V2	4.80	0.96	1.84	2.40
V3	2.00	0.40	0.13	1.00
V4	4.20	0.84	1.23	2.10
V5	1.64	0.33	0.07	0.82
V6	3.45	0.69	0.68	1.72
V7	4.38	0.88	1.37	2.19
VA	5.36	1.07	2.57	2.68
VB	5.60	1.12	2.93	2.80
VC	4.00	0.80	1.06	2.00
VF	3.80	0.76	0.91	1.90

Nous distinguons trois cas de sollicitation :

- 1^{er} cas : $(\sigma_1 ; \sigma_2) > 0$
section entièrement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

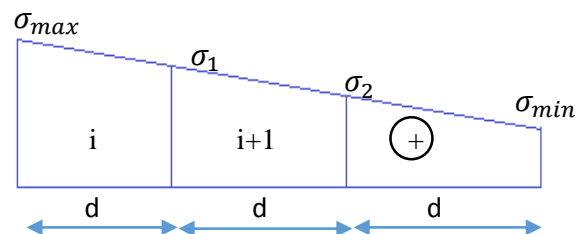


Fig VI.3. Diagramme d'une SEC

- 2^{ème} cas : (σ_1 ; σ_2) sont de signes différents
section partiellement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

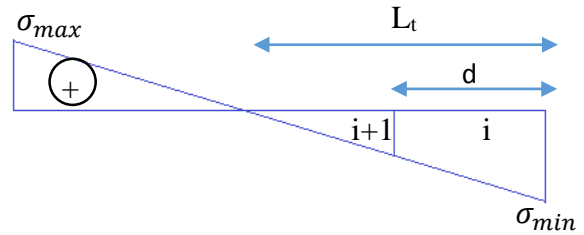


Fig VI.4. Diagramme d'une SPC

- (σ_1 ; σ_2) < 0
section entièrement tendue

$$N' = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} d \times e$$

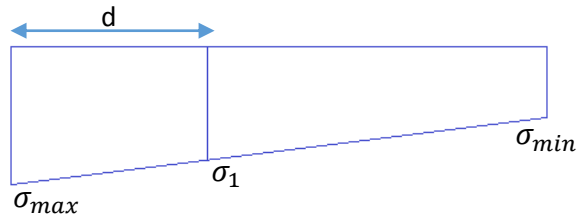


Fig VI.5. Diagramme d'une SET

Tab VI.21. Efforts dues au voile plein

Zone	M [kN.m]	N [kN]	σ_{\max} [MPa]	σ_{\min} [MPa]	Type
RDC 1, 2, 3	11130.4	2438.82	6.74	-3.69	SPC
4, 5, 6	5358.69	1547.62	3.48	-1.54	SPC
7, 8, 9	1919.08	554.69	1.25	-0.55	SPC

Section partiellement comprimée

- ✓ $\Omega' = e \times d$.
- ✓ $I = e \times L^3/12$; $I' = e \times d^3/12$.
- ✓ $\sigma_1 = (L_t - d) \sigma_{\min} / L_t$; $v' = d/2$.
- ✓ $N_1 = (\sigma_1 + \sigma_{\min}) \Omega'/2$.
- ✓ $M_1 = (\sigma_1 - \sigma_{\min}) I' / (2 v')$.
- ✓ $e_0 = M_1/N_1$.
- ✓ $e_1 = v' - c - e_0$.
- ✓ $e_2 = v' - c' + e_0$.
- ✓ $A_1 = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e$.
- ✓ $A_2 = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e$.
- ✓ $A_v = A_1 + A_2$ $A_v/\text{face/ml} = A_v/2/d$.
- ✓ $A_v \text{ RPA} = 0.2\% e \times L_t$ et $L_t = (\sigma_{\min} / \sigma_{\min} + \sigma_{\max}) \times L$.
- ✓ $A_{\min} = 0.15\% e L$.

Tab VI.22. Calcul du ferrailage du voile

d [m]	σ_1 [MPa]	M ₁ [MN.m]	N ₁ [MN]	A ₁ [cm ²]	A ₂ [cm ²]	A _v [cm ²]	A _{RPA} [cm ²]
1.53	1.69	0.21	-0.31	0.32	7.42	7.74	11.32
	0.58	0.08	-0.15	0.53	3.22	3.75	9.84
	0.21	0.03	-0.05	0.12	1.30	1.42	9.80

Selon l'article 7.7.4.3 du RPA 99/2003 le diamètre des barres ne devrait pas dépasser le 1/10^{ème} de l'épaisseur du voile : $\varnothing_v \leq 20/10 = 2\text{cm}$ donc nous optons pour des $\varnothing 8$.

Pour l'espacement on opte pour :

$$S_t \leq 1.5 e = 20 \text{ cm}$$

Tab VI.23. Choix des armatures verticales

A _v [cm ²]	A [cm ² /face/ml]	Choix d'armature	A _v adopté [cm ²]
20.64	3.69	4 HA12	4.52
22.18	3.21	4 HA12	
22.22	3.20	4 HA12	

4.2.3. Armatures horizontales

D'après l'article 7.7.2 des RPA 99-version 2003, la contrainte de cisaillement ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\tau_b = \frac{1.4V}{b_0 x d} \leq 0.2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 768.01 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 8} = 1.79 \text{ MPa} < 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa vérifié}$$

$$A_H \geq 0.15\% \times 20 \times 800 = 24 \text{ cm}^2$$

$$A_H / \text{face/ml} = 24 / 2 \times 8 = 1.5 \text{ cm}^2$$

on opte pour : **4 HA8 avec un espacement de 20 cm**

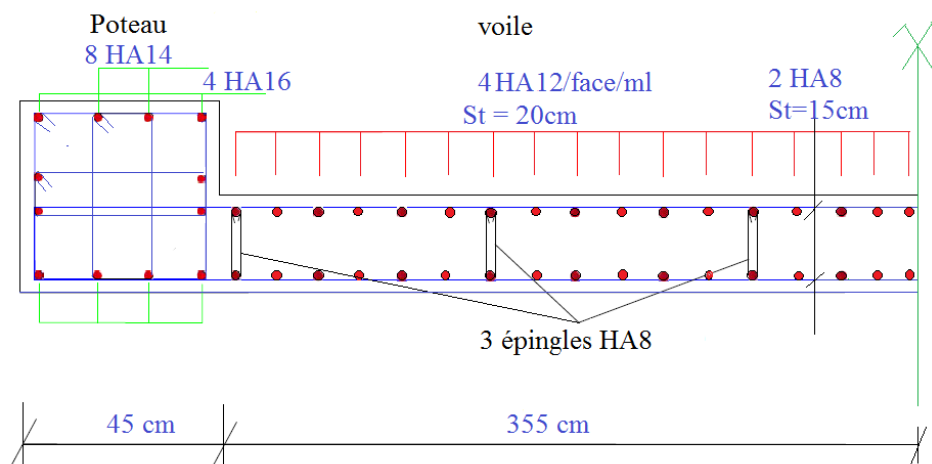


Fig VI.6. Ferrailage du voile

4.3. Linteaux

Dans ce projet, nous avons deux voiles comportant des ouvertures (V7 et VC).

Les linteaux qui découlent de ces ouvertures ont les mêmes caractéristiques géométriques dans les deux voiles, à savoir :

- $e = 0.2 \text{ m}$, $L = 1.2 \text{ m}$ et $h = 0,5 \text{ m}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple conformément aux RPA99/2003 [Art 7.7.3] sous la combinaison d'action $G + Q + E$. Les sollicitations maximales du linteau sous cette combinaison d'action sont :

$$\mathbf{M_{max} = 29.67 \text{ kN.m et } V_{max} = 106.91 \text{ kN.m}}$$

Nous devons vérifier la condition de cisaillement:

$$\tau_b = \frac{1.4V}{b_0 x d} > 0.06 f_{c28}$$
$$\tau_b = \frac{1.4 x 106.91 x 10^{-3}}{0.2 x 0.45} = 1.66 \text{ MPa} > 0.06 x 25 = 1.5 \text{ MPa}$$

4.3.1. Ferrailage des linteaux

Nous sommes dans le cas où $\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$. En plus du ferrailage habituel (longitudinal, de peau et transversal) on devra disposer des armatures en diagonales qui reprendront les efforts M et V .

- ✓ Armatures longitudinales : $A_l = 0.15 \% \text{ b.h.}$
- ✓ Des aciers en partie courante (armatures de peau) : $A_c = 0.2 \% \text{ b.h.}$
- ✓ Armatures transversales.

A. Armatures diagonales

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \arctan\left(\frac{h - 2d'}{L}\right) = \arctan\left(\frac{0.5 - 2 \times 0.02}{1.2}\right) = 20.57^\circ$$

$$A_D = \frac{106.91 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times \sin(20.57)} = 3.80 \text{ cm}^2$$

On prend pour les Armatures diagonales: **4 HA12**

B. Armatures longitudinales

$$A_l = A'_l = 0.15\% \times b \times h = 1.5 \text{ cm}^2 \text{ on opte pour } \mathbf{2 HA12}$$

C. Armatures transversales

$$\tau_b = 1.66 > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \rightarrow A_t = 0.25\% \cdot b \cdot St$$

$$S_t = \frac{h}{4} = \frac{50}{4} = 12 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2$$

On opte pour **2 HA8** (1 cadre $\Phi 8$) avec un espacement de 12cm

D. Armatures de peau (répartition)

$$A_c \geq 0.2\% \times b_0 \times h = 2 \text{ cm}^2 = 1 \frac{\text{cm}^2}{\text{face}} \text{ on opte pour } \mathbf{3 HA8}$$

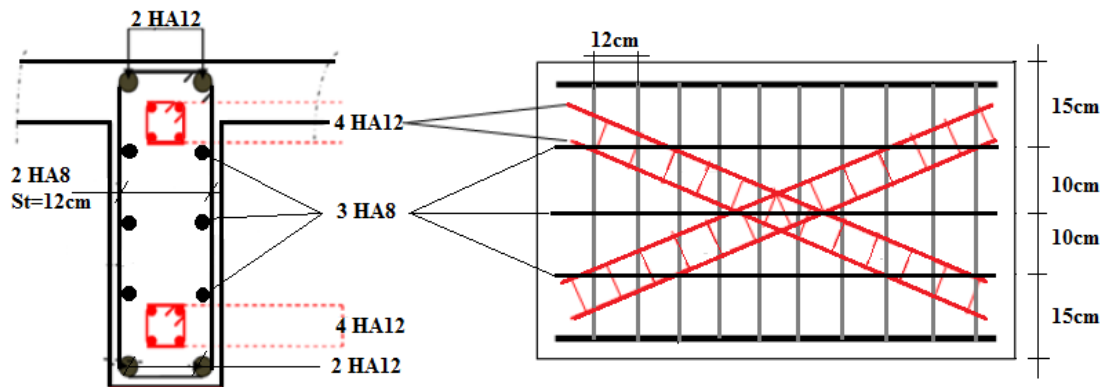


Fig VI.7. Ferrailage du linteau

Chapitre VII
Etude des fondations

Chapitre VII : Etude des fondations

1. Introduction

Les fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles ...).

La détermination de type de fondation est en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractéristiques physiques et mécaniques des sols.

2. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend de :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix des fondations superficielles (semelles filantes et un radier général), en fonction des résultats du dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible de 2.5 bars.

3. Dimensionnement des fondations

Les combinaisons de charge utilisées pour le dimensionnement et le ferrailage des différents types de fondations sont celles préconisées par les RPA 99. A savoir G+Q+E et 0.8 G ± E.

Les efforts obtenus à la base du bâtiment sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.VII.1. Effort exercés à la base du bâtiment

combinaison	N [MN]	M _x [MN.m]	M _y [MN.m]
ELS	146.06	799.21	1241.52
G+Q+E	118.28	806.29	899.183
0.8 G+E.	89.03	580.88	551.81

$$S_{nécessaire} \geq N_{ser} / \bar{\sigma}_{sol}$$

$$S_{nécessaire} \geq \frac{146.06}{0.25} = 584.24 \text{ cm}^2$$

$$S_{nécessaire} = 585 \text{ cm}^2$$

$$S_{base \text{ du bâtiment}} = 488.37 \text{ cm}^2$$

$$\frac{S_{nécessaire}}{S_{base \text{ du bâtiment}}} = \frac{585}{488.37} = 1.19 > 0.50$$

Puisque le rapport est supérieur à 0.5, nous pouvons dire que la solution du radier nervuré est la plus indiquée.

Chapitre VII : Etude des fondations

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- ✓ Une facilité de coffrage.
- ✓ Une rapidité d'exécution.
- ✓ Présentera une grande rigidité.

3.1. Etude du radier

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

3.2. Prédimensionnement du radier

3.2.1. Conditions forfaitaires

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 430 \text{ cm} \Rightarrow \frac{430}{8} \leq h \leq \frac{430}{5} \Rightarrow 53.75 \text{ cm} \leq h \leq 86 \text{ cm}$$

On prend $h = 70 \text{ cm}$

A. Dalle

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad (\text{Avec un minimum de } 25 \text{ cm}).$$

$$h_d \geq \frac{430}{20} = 21.5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_d = 40 \text{ cm}.$$

B. Nervure

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{430}{10} = 43 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_n = 100 \text{ cm}.$$

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_n = 100 \text{ cm}$ Nervure.

$h_d = 40 \text{ cm}$ Dalle.

$b = 45 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.

3.2.2. Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \Longrightarrow \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Chapitre VII : Etude des fondations

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=40$ MPa pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier;

E : Module de déformation longitudinale différée : $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

L_{\max} : Portée maximale ($L_{\max} = 4.30$ m).

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.3}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.85 \text{ m}$$

On opte pour $h = 100$ cm.

- **Débord**

Le BAEL nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm} ; \text{ Soit : } L_{deb} = 100 \text{ cm.}$$

3.2.3. Caractéristiques géométriques du radier

A. Surface totale du radier

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = S_{bat} + L_{deb} \times \text{Périmètre} = 621.96 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = 621.96 \text{ m}^2.$$

B. Les coordonnées du centre de gravité sont

$$X_G = 19.42 \text{ m}$$

$$Y_G = 13.25 \text{ m}$$

C. Les moments d'inertie dans les deux directions sont :

$$I_x = 131800 \text{ m}^4$$

$$I_y = 300700 \text{ m}^4$$

3.3. Vérification au cisaillement

La contrainte de cisaillement pour une bande de 1m de largeur et d'une épaisseur 'd' doit vérifier que:

$$\tau_b = \frac{V_{max}}{d \times b} \leq \bar{\tau}_b = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$V_{max} = \frac{N \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} = 0.50 \text{ MN}$$

$$d \geq \frac{V_{max}}{b \times \bar{\tau}_b} = 0.40 \text{ m} \rightarrow h = d/0.9 = 0.44 \text{ m (vérifié)}$$

3.4. Détermination des efforts

$$\text{Sachant que } S_{bat} = 488.37 \text{ m}^2$$

Les charges dues à la superstructure sont

✓ Charge permanente : $G_{bat} = 139149.41 \text{ KN}$.

✓ Surcharge d'exploitation : $Q_{bat} = 6910.57 \text{ KN}$.

3.5. Calcul des sollicitations à la base du radier

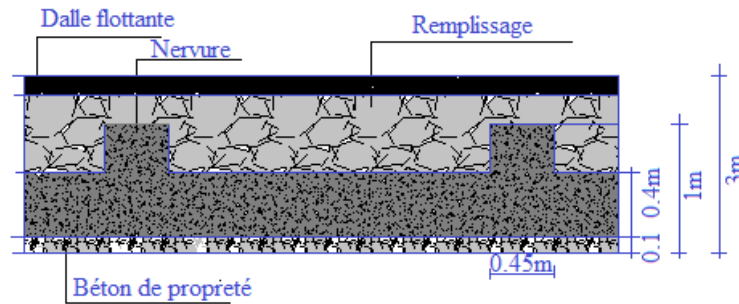


Fig VII.1. Coupe du radier

A. Poids du radier

$$P_{rad} = 12750.18 \text{ kN}$$

B. Charge permanente apportée sur le radier G_{tot}

$$G_{tot} = P_{(superstructure)} + P_{rad}$$

$$G_{tot} = 139149.41 + 12750.18 = 151899.59 \text{ KN}$$

$$Q_{bat} = 6910.57 \text{ KN.}$$

3.6. Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement est un phénomène qui engendre une rupture dans la région autour de la zone d'application de forces concentrées. Cette rupture est caractérisée par une grande fragilité, ce qui rend ce phénomène particulièrement dangereux.

Afin de vérifier le non poinçonnement du radier, il faut vérifier la condition suivante : $P_u \leq 0.045 \times u_c \times h_r \times f_{c28} / \gamma_b$ (CBA93 art.A.5.2.4.2).

Avec :

- ✓ P_u : charge maximale revenant au poteau ou au voile.
- ✓ h_r : épaisseur totale du radier.
- ✓ $u_c = 2 \times (a+b+2h)$: périmètre de la surface d'impact projetée au niveau du feuillet moyen du radier.

Nous avons procédé à cette vérification pour chacun des poteaux et des voiles.

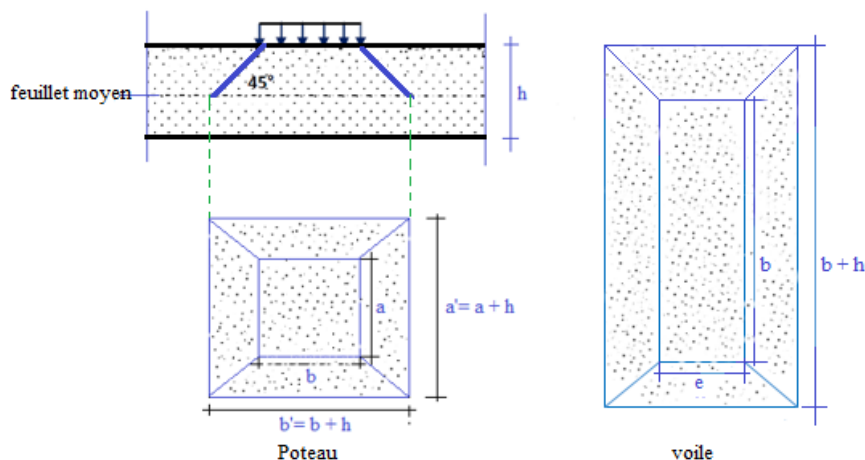


Fig VII.2. Transmission des charges de poteau et voile au radier

Tab VII.2. Voile et poteau les plus sollicités

	section	P _u [MN]	h _r [m]	u _c [m]	0.045 x u _c x h _r x f _{c28} /γ _b	Condition
Poteau	0.45x0.45	1.29	1	5.8	4.35	vérifié
voile	0.20x8.00	1.13		20.4	15.30	

3.7. Vérification de la stabilité au renversement

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (article 10.1.5 des RPA 99).

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$M = M_{acc} = 1241.52 \text{ MN.m}$$

$$N = N_{acc} = 146.06 \text{ MN}$$

$$B = 37.63$$

$$e = \frac{1241.52}{146.06} = 8.5 \text{ m} \leq \frac{37.63}{4} = 9.41 \text{ vérifié}$$

3.8. Vérification des contraintes

$$\sigma_{max,min} = \frac{N}{\Omega} \mp \frac{M v}{I} \leq 1.33 \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

Tab VII.3. Vérification des contraintes

	0.8 G+E		G+Q+E	
	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
N [MN]	121.52		158.81	
M [MN.m]	580.880	551.810	806.290	899.183
Ω [m ²]	621.96			
V [m]	18.61	12.54	18.61	12.54
I [m ⁴]	131800	300700	131800	300700
σ _{max} [MPa]	0.27	0.21	0.30	0.29
σ _{min} [MPa]	0.11	0.17	0.20	0.22
σ _{moy} [MPa]	0.23	0.20	0.27	0.27
σ _{adm} [MPa]	0.33	0.33	0.33	0.33
condition	Vérifié			

- ✓ Sous la combinaison G+Q+E

$$N = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} + Q_{\text{bat}}$$

- ✓ Sous la combinaison 0.8 G+E

$$N = 0.8 (G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}})$$

3.9. Vérification aux sous-pressions

Notre ouvrage doit être vérifié au soulèvement sous l'effet des sous-pressions. D'après les résultats de l'étude géotechnique la nappe phréatique se situe à 6 m de profondeur.

L'effort normal (G, sans surcharge) doit vérifier l'inégalité suivante :

$$N \geq \gamma_w \times S_{\text{radier}} \times Z \times F_s$$

S : surface du radier.

Z : hauteur d'encrenage = 3 m.

γ_w : Poids spécifique de l'eau.

F_s : coefficient de sécurité. ($F_s=1,5$).

$$N = 151.89 \text{ MN} \geq \gamma_w \times S_{\text{radier}} \times Z \times F_s = 0.01 \times 1.5 \times 3 \times 621.96 = 27.98 \text{ MN}$$

Donc la condition est vérifiée.

4. Ferrailage du radier

Le ferrailage du radier se calcule sous les sollicitations maximales obtenues par l'application de la combinaison la plus défavorable, elles sont obtenues sous la combinaison : G+Q+E

Le calcul sera mené par les moments isostatiques du panneau dalle dont les dimensions sont importantes, on fait le calcul pour une bande de 1 m.

Le radier se calcule comme une dalle renversée, en flexion simple, la fissuration étant considérée comme très préjudiciable, nous utilisons la méthode de Pigeaud pour la détermination des moments et des efforts tranchants pour le calcul du ferrailage.

Le panneau de radier le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$l_x = 4.0 \text{ m et } l_y = 4.5 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{4}{4.5} \cong 0.9 > 0.4$$

Donc le panneau travaille dans les deux sens avec les moments de flexion suivants $M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Avec :

μ_x, μ_y : coefficient donnée en fonction de α et de l'état limite considéré les moments en appuis et en travée sont :

- ✓ Sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0.50 M_{ox}$

- ✓ En travées : $M_{tx} = 0.75 M_{ox}$ et $M_{ty} = 0.75 M_{oy}$

Les efforts tranchant maximaux sont donnés par :

$$V_{x \text{ max}} = \frac{q l_x l_y}{2 l_y + l_x}$$

$$V_{y \text{ max}} = \frac{q l_x}{3}$$

Tab VII.4. Sollicitations dans le radier

		q = 0.24 MN/m ²				
		μ	M _o [MN.m]	M _a [MN.m]	M _t [MN.m]	V _{max} [MN]
Sens X		0.046	0.176	0.088	0.132	0.332
Sens Y		0.778	0.137	0.088	0.103	0.320

Tab VII.4. Ferrailage du radier

	Sens X		Ferrailage adopté	Sens Y		Ferrailage adopté
	μ	A _s		μ	A _s	
travée	0.072	10.95	5 HA16	0.056	8.47	6 HA14
appui	0.048	7.20	5 HA14	0.048	7.20	5 HA14

4.1. Condition de non-fragilité

$$\rho_x = \frac{A}{b d} = 2.14 \times 10^{-3} \geq \rho_{min} = \frac{3-\alpha}{2} \times \frac{0.23 f_{t28}}{f_e} = 1.27 \times 10^{-3} \text{ condition vérifié}$$

4.2. Vérification au cisaillement

$$\tau_b = \frac{V_{max}}{b d} = 0.92 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.1 f_{c28} = 2.5 \text{ MPa condition vérifié}$$

Selon les résultats, on constate qu'il n'y a pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

5. Ferrailage des nervures

Nous avons calculé les sollicitations des nervures les plus chargées dans chacun des sens X et Y.

La transmission des charges des dalles aux nervures se fait en utilisant la méthode des lignes de ruptures, cette méthode préconise de remplacer les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges uniformes équivalentes.

Tab VII.4. Transmission des charges

Elément	Trapèze	Triangle
P _v	$\left(\frac{1-\alpha}{2}\right) \times \frac{Pl_x}{2}$	$\frac{Pl_x}{4}$
P _M	$\left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \times \frac{Pl_x}{2}$	$\frac{Pl_x}{3}$

Chapitre VII : Etude des fondations

Avec :

P_V : charge uniforme équivalente pour le calcul de l'effort tranchant

P_M : charge uniforme équivalente pour le calcul du moment fléchissant

La transmission des charges pour un panneau dalle portant suivant les deux sens, est faite comme suite :

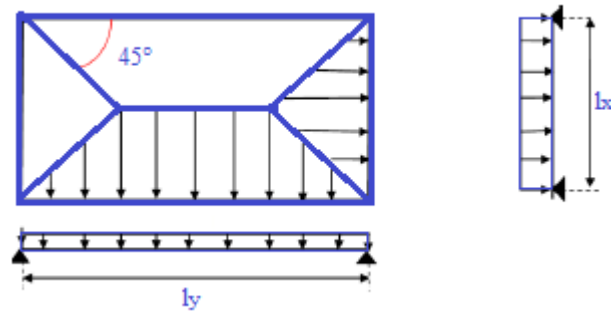


Fig VII.3. Transmission des charges aux poutres

La poutre continue la plus sollicitée dans le sens Y et le sens X, reçoit les efforts comme illustré ci-dessous.

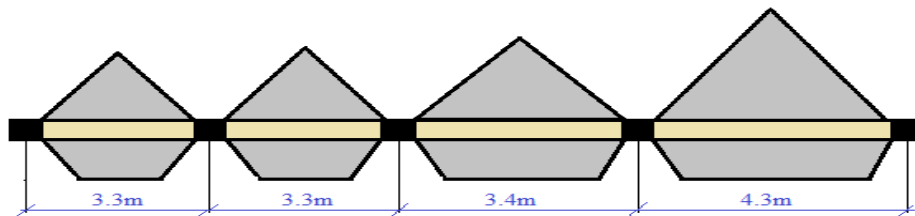


Fig VII.4. Charges revenant aux nervures dans le sens Y

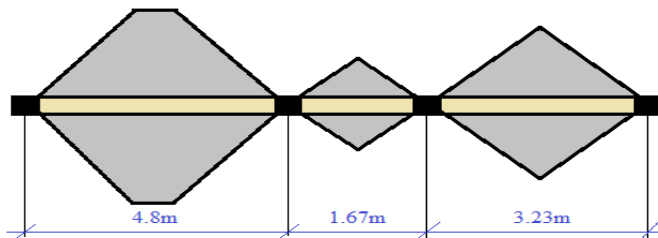
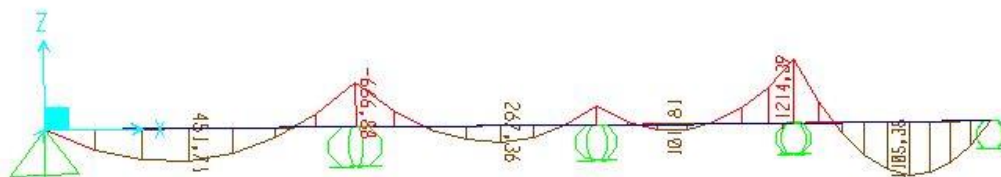
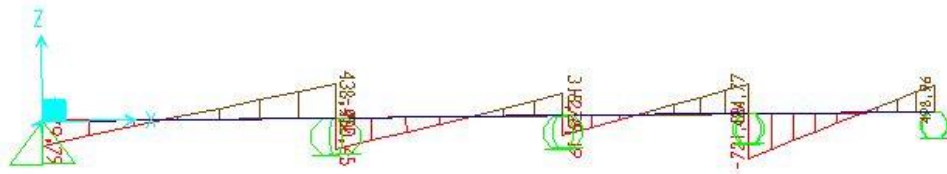


Fig VII.5. Charges revenant aux nervures dans le sens X

Les efforts obtenus au niveau des appuis et en travées des nervures données par SAP2000 dans chaque sens sont illustrés ci-dessous.

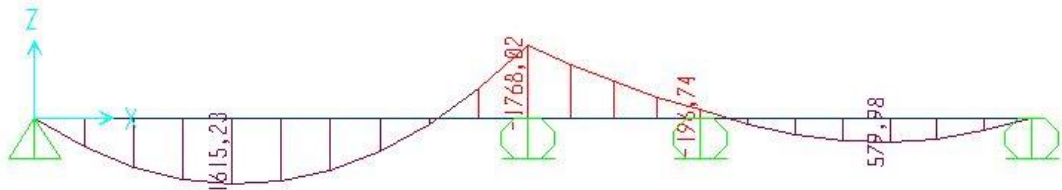


a. Moment fléchissant

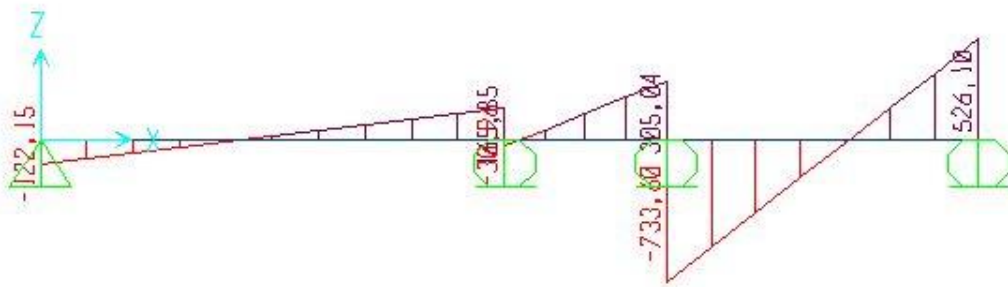


a. Effort tranchant

Fig VII.6. Diagrammes des efforts dans la nervure sens Y



a. Moment fléchissant



a. Effort tranchant

Fig VII.7. Diagrammes des efforts dans la nervure sens X

Pour le ferrailage on prend le moment max sur appui et en travées pour les deux sens.

Le calcul est en flexion simple à l'ELU, on considère une section en T en travée, et une section rectangulaire sur appui.

Tab VII.7. Efforts maximaux en appui et en travée

		M_{max} [MN.m]	V_{max} [MN]	μ	A_s [cm ²]	A_{min} [cm ²]
Sens X	En travée	1.615	0.733	0.392	58.86	22.5
	Sur appui	1.768		0.392	72.34	
Sens Y	En travée	1.105	0.721	0.214	40.20	
	Sur appui	1.214		0.392	44.89	

Choix d'armatures :

$$\begin{array}{l} \text{Sens X} \left\{ \begin{array}{l} 12 \text{ HA25 en travée} \\ 15 \text{ HA25 sur appui} \end{array} \right. \\ \text{Sens Y} \left\{ \begin{array}{l} 9 \text{ HA25 en travée} \\ 10 \text{ HA25 sur appui} \end{array} \right. \end{array}$$

On opte pour : 12 HA25 en travée et 15 HA25 sur appui pour les deux sens.

5.1. Vérification de l'effort tranchant

$$\bar{\tau}_b = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = V_{max} / b d = 1.81 \text{ MPa}$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ condition vérifié

Donc les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires, nous calculons juste les armatures transversales minimales.

5.2. Calcul des armatures transversales minimales

$$\Phi_t \leq \min \left\{ h/35; b_0/10; \Phi_l \right\} = 2.5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \left\{ h/4; 12\Phi_l \right\} = 20 \text{ cm}$$

On opte pour : 6 HA10 avec un espacement de 20 cm

6. Etude du débord de radier

Le débord fonctionne comme une console soumise à une charge uniformément répartie, elle a comme dimensions : une portée = **1m**, hauteur = **0,4 m**, une bande de largeur **1m**.

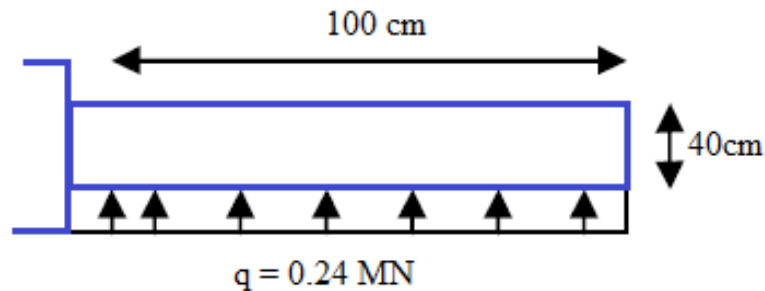


Fig VII.8. Schéma statique et dimensions du débord

Les valeurs du moment, effort tranchant et les résultats du ferrailage sont donnés dans le tableau suivant :

Tab VII.8. Ferrailage de débord

M [MN.m]	V [MN]	A_s [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ [cm ²]	Choix d'armatures
0.12	0.24	9.92	3.49	5 HA 16

6.1. Vérification au cisaillement

$$\bar{\tau}_b = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = V_{max} / b d = 0.59 \text{ MPa}$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ condition vérifié

Chapitre VII : Etude des fondations

On adopte le même ferrailage du radier pour le débord.

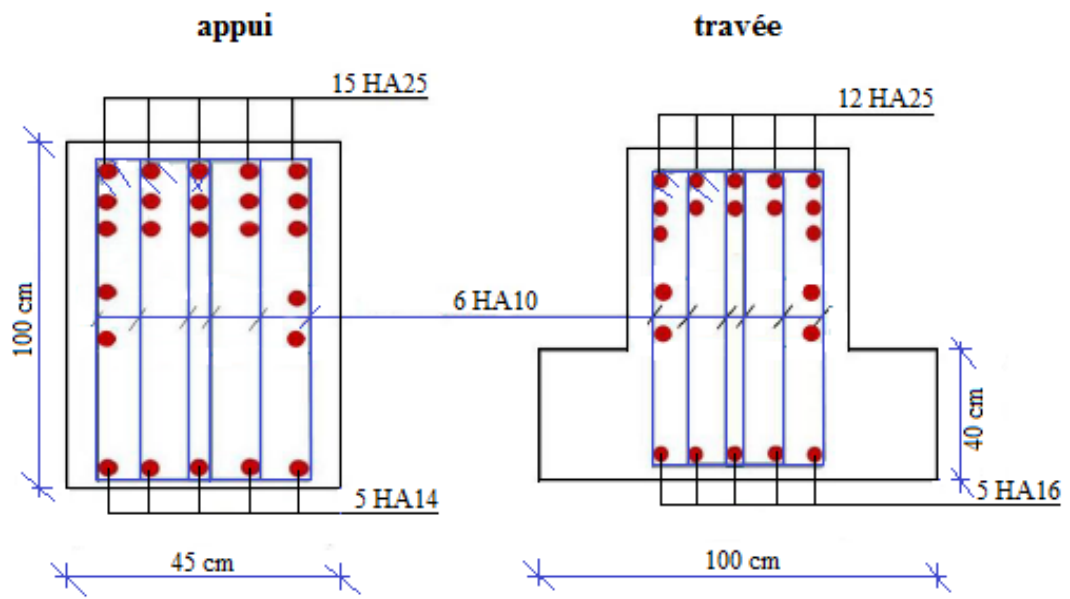


Fig VII.9. Ferrailage du radier

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet nous a permis de synthétiser un ensemble de connaissances acquises durant les cinq années de formation, il nous a permis d'être confrontés aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur civil pour le choix du modèle de calcul à considérer.

Le choix de la disposition des voiles a été une étape difficile du fait de la forme irrégulière du bâtiment.

Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions de voiles ont été essayées, mais elles donnaient des résultats non conformes aux recommandations des RPA. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes de période, déplacements et efforts.

L'étude au vent n'a pas été effectuée (nous avons jugé inutile de faire l'étude au vent), la structure étant lourde, les efforts sismique sont prépondérants par rapport à ceux dus au vent, d'où le dimensionnement sous sollicitations sismique.

Bibliographie

Bibliographie

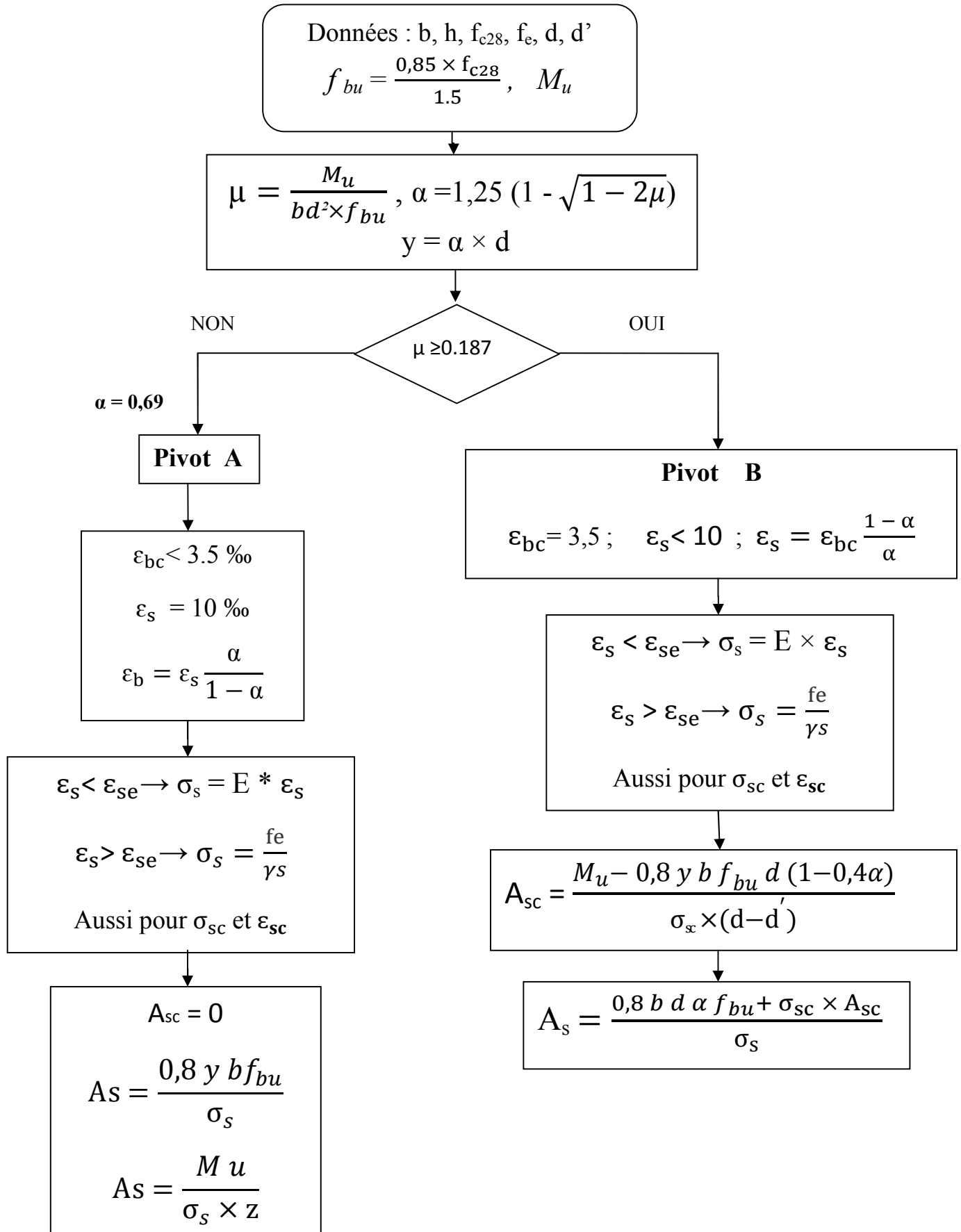
- [1] DTR BC2.48 Règles parasismiques Algériennes RPA 99 version 2003.
- [2] DTR BC2.41 Règle de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93.
- [3] DTU, BAEL 91 Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- [4] DTR B.C 2.2 Charges permanentes et charges d'exploitations.
- [5] DTR BC 2331 Règles de calcul des fondations superficielles.
- [6] Cours de bâtiment, Béton armé et DDS (Ecole Polytechniques).
- [7] Henry THONIER, Conception et calcul des structures de bâtiment, Tome 1 (1999).
- [8] AMAR CHANTI, Contreventement des bâtiments par voiles, OPU, 1992.
- [9] MILAN ZACEK, Construire parasismique, éditions parentèses, 1996.
- [10] VICTOR DAVIDOVICI, La construction en zone sismique, le Moniteur, 1999.
- [11] M.BELAZOUGHI, Calcul des ouvrages en béton armé, OPU, 1988.
- [12] Manuel de (ETABS.V.9.7.4).

Annexes

Annexe A
Organigrammes
de dimensionnement

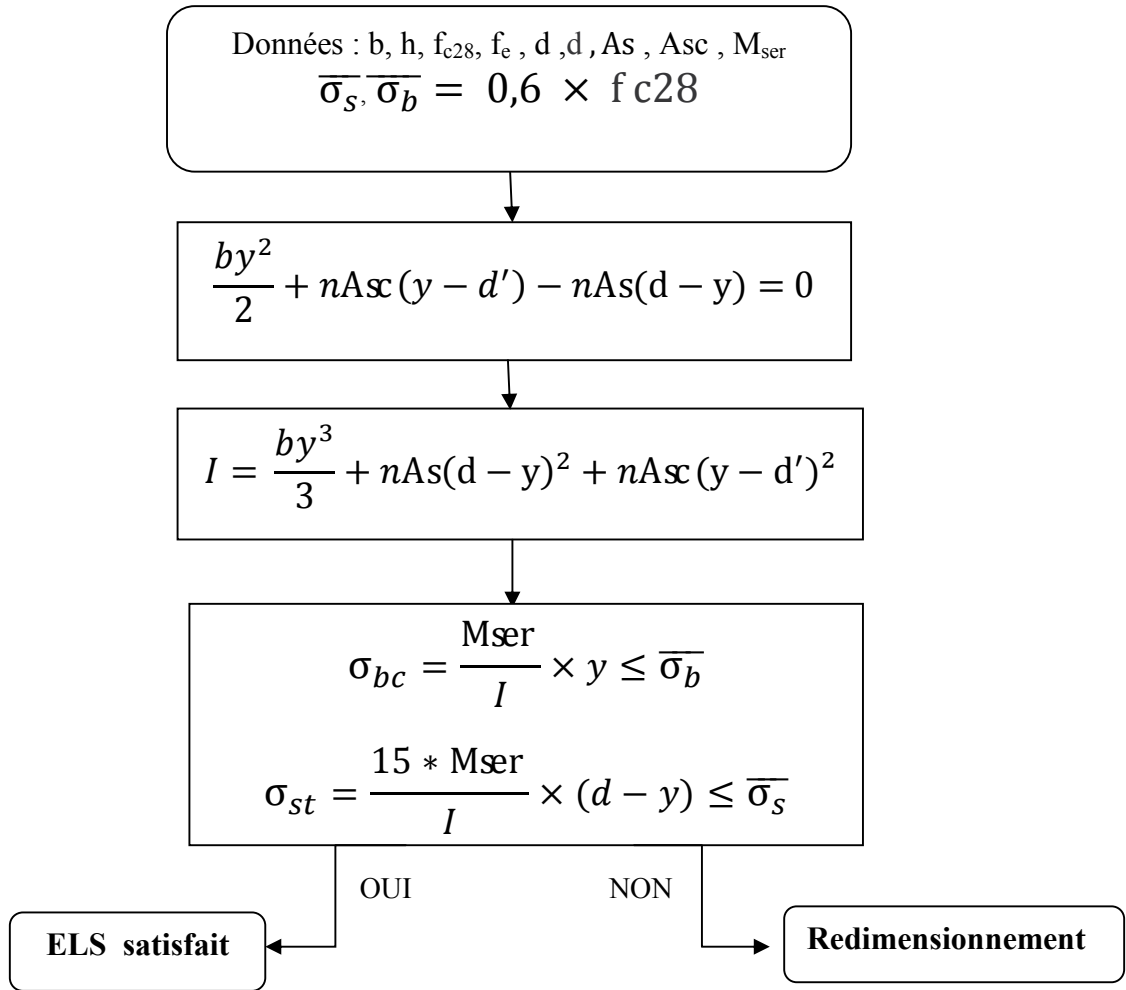
ORGANIGRAMME DE DIMENSIONNEMENT AUX ELU

En flexion simple « section rectangulaire »



ORGANIGRAMME DE VERIFICATION AUX ELS

En flexion simple « section rectangulaire »



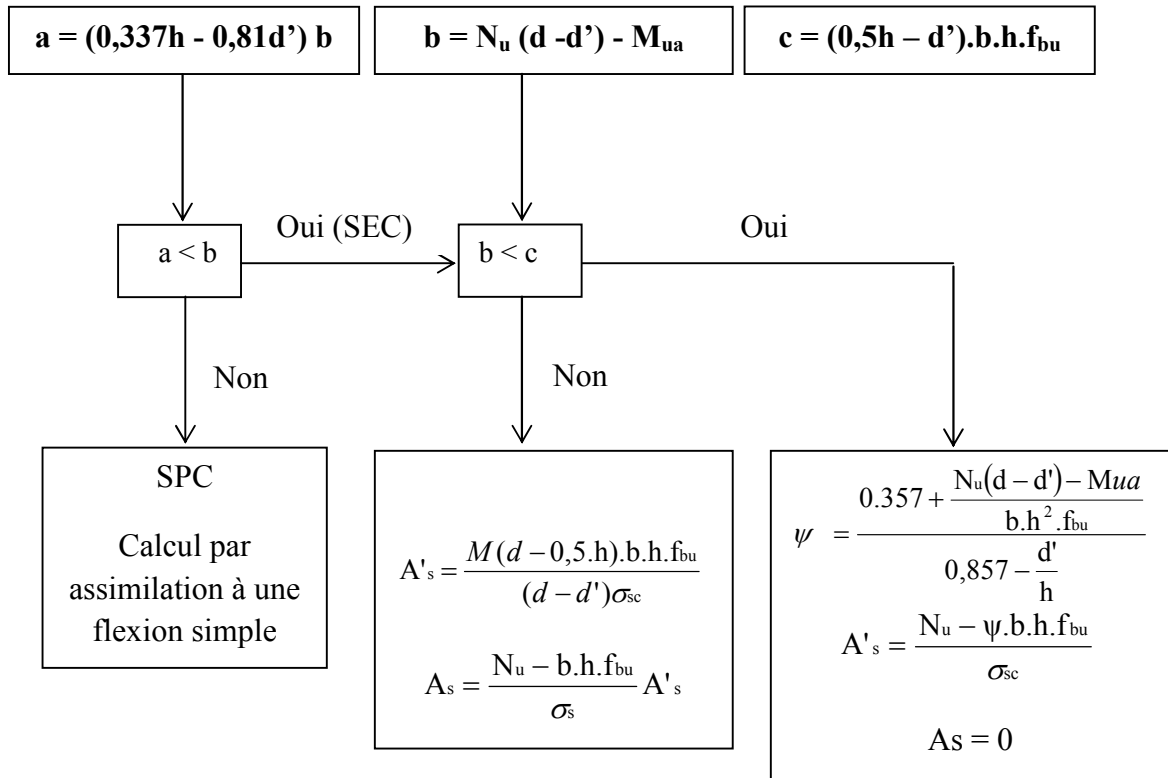
$\bar{\sigma}_s = f_e$ Fissuration peu préjudiciable ;

$\bar{\sigma}_s = M \dot{n}(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\mu f_{tj}})$ Fissuration peu préjudiciable ;

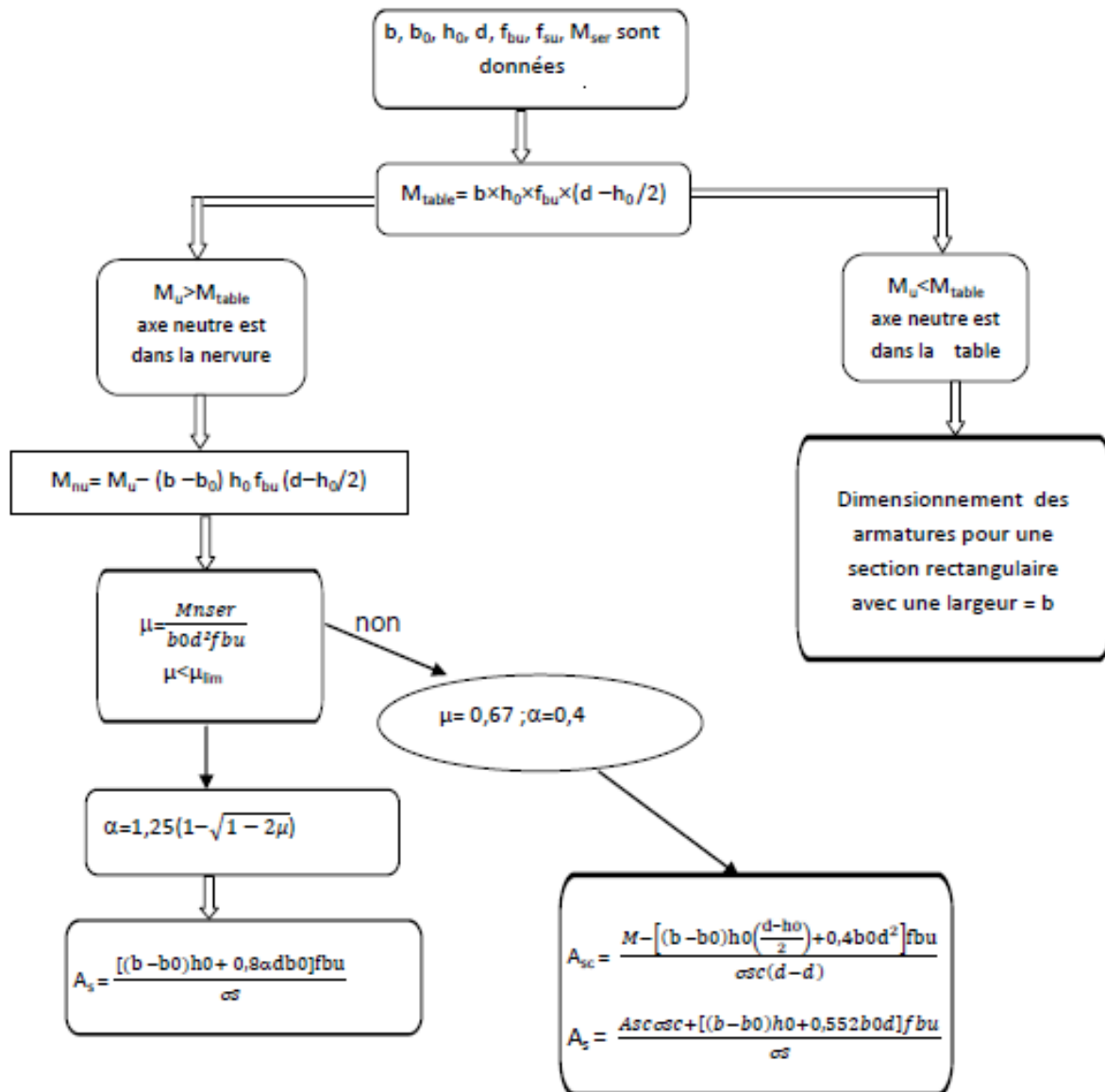
$\bar{\sigma}_s = M \dot{n}(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\mu f_{tj}})$ Fissuration très préjudiciable.

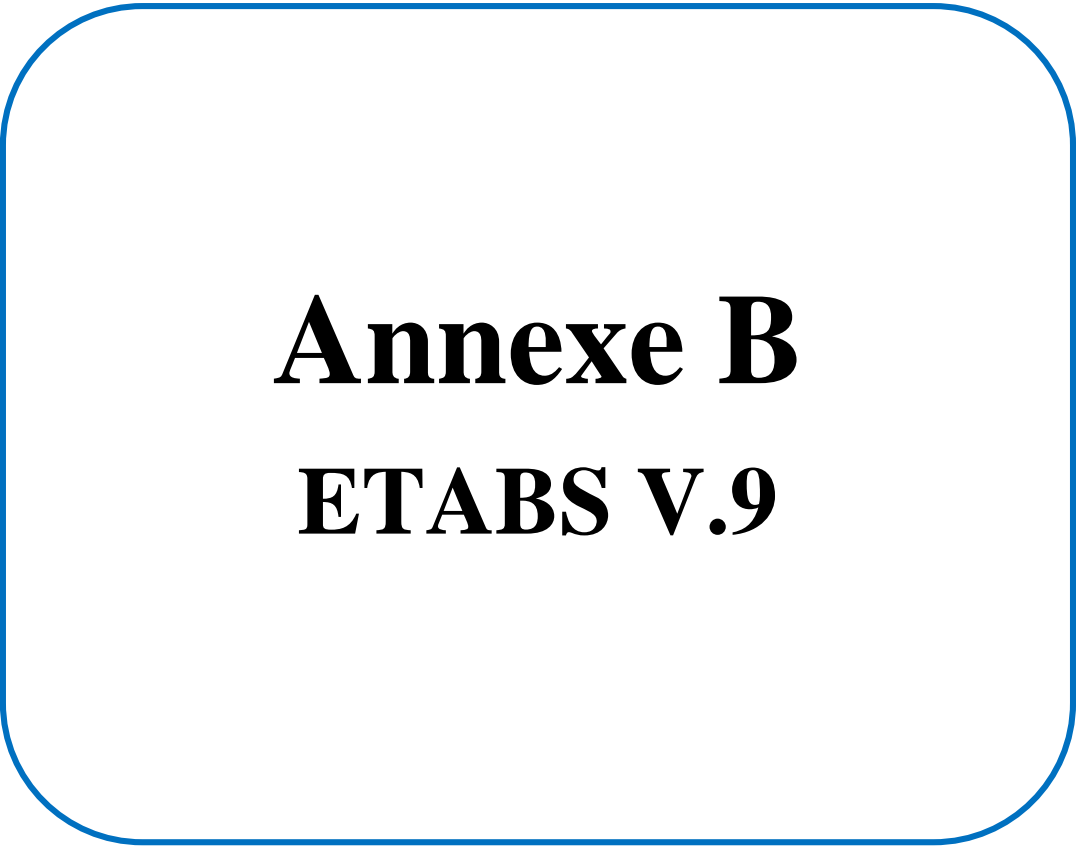
ORGANIGRAMME DE DIMENSIONNEMENT AUX ELU

En flexion composée « section rectangulaire »



Dimensionnement à l'ELU d'une section en T (diagramme rectangle simplifié)

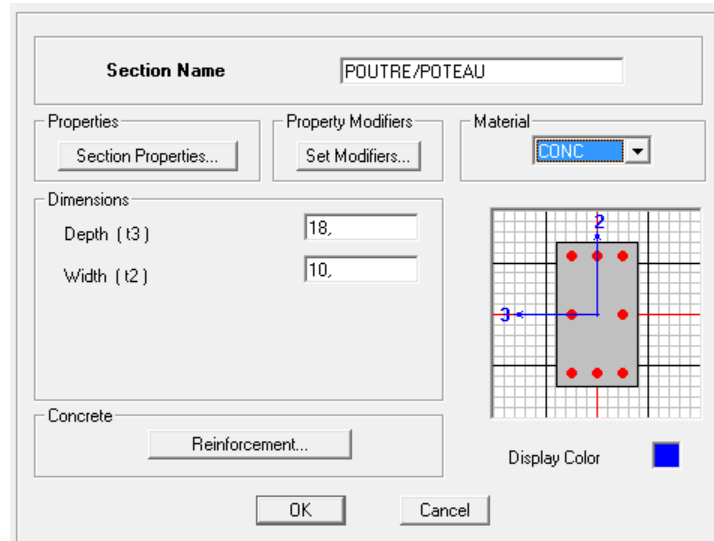




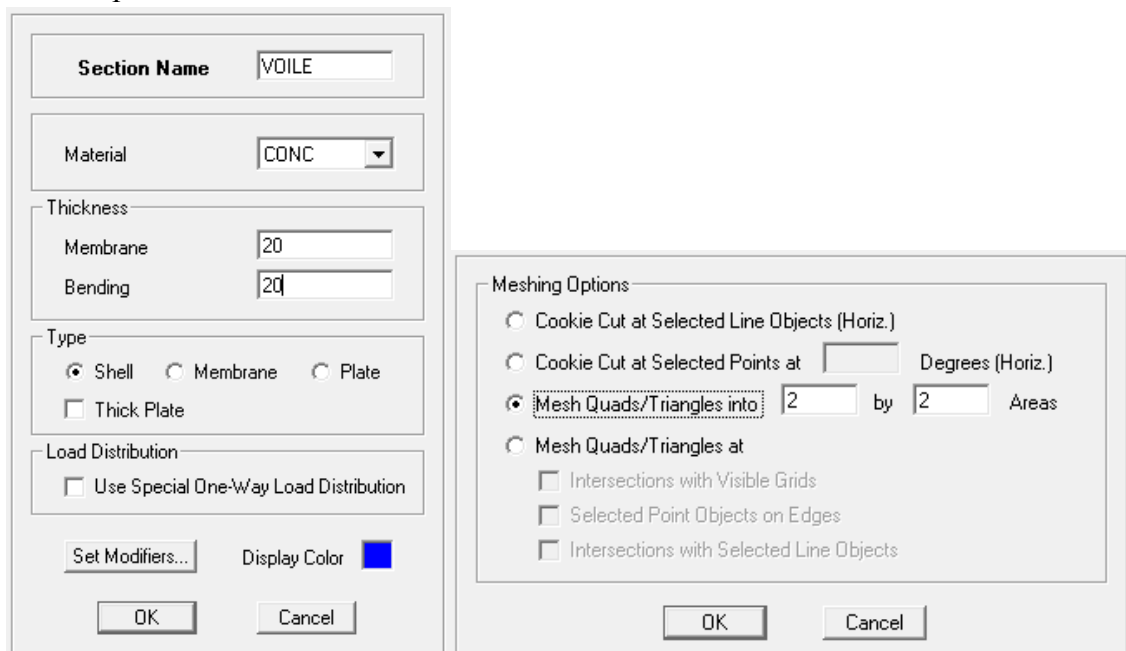
Annexe B
ETABS V.9

Modélisation de rigidité

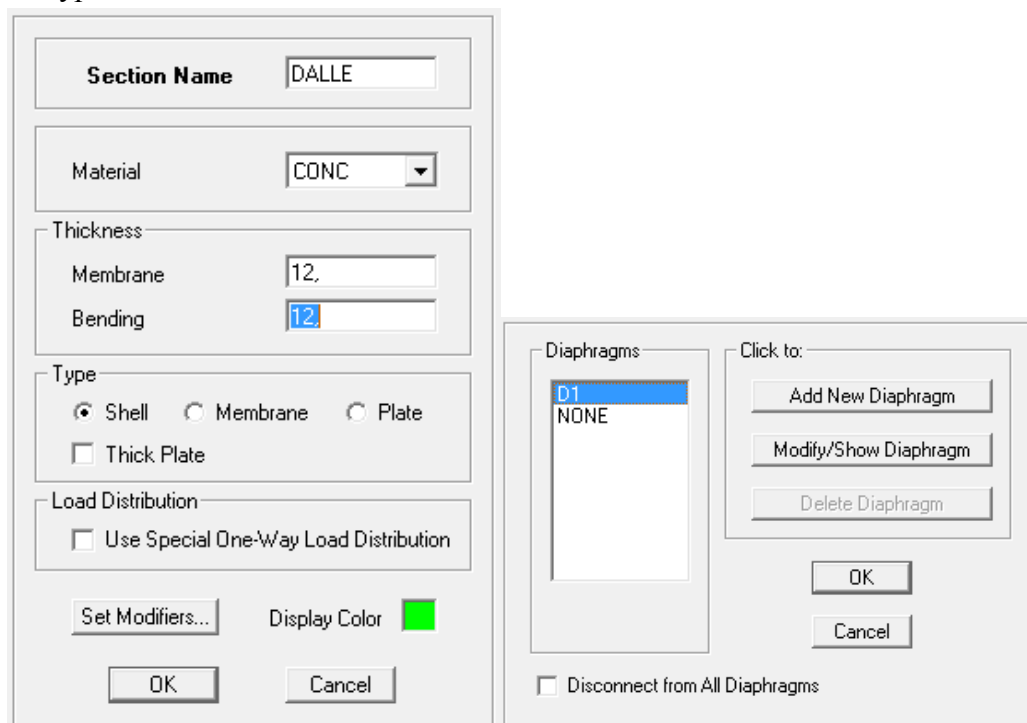
- ✓ Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).



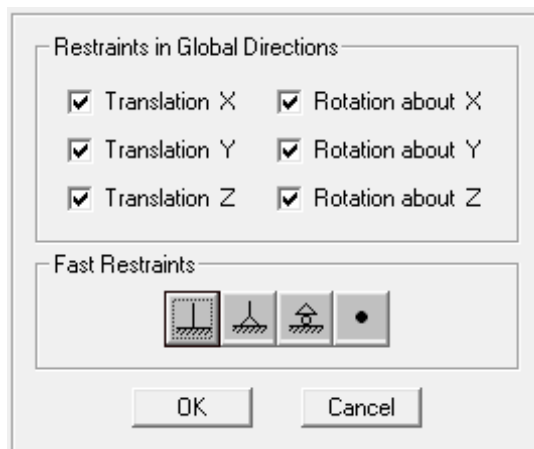
- ✓ Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœud après on l'a divisé en mailles.



- ✓ nous avons attribués à tous les planchers une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.



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



Modélisation de masse

- ✓ La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par relation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.

Mass Definition

From Self and Specified Mass
 From Loads
 From Self and Specified Mass and Loads

Define Mass Multiplier for Loads

Load	Multiplier
LIVE	0,2
DEAD	1
LIVE	0,2

Include Lateral Mass Only
 Lump Lateral Mass at Story Levels

- ✓ La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5\text{KN/m}^3$.

Material Name: BETON

Display Color:

Type of Material: Isotropic Orthotropic

Type of Design: Design: Concrete

Analysis Property Data

Mass per unit Volume	2,5
Weight per unit Volume	25
Modulus of Elasticity	32100000
Poisson's Ratio	0,2
Coeff of Thermal Expansion	9,900E-06
Shear Modulus	10342136,8

Design Property Data (ACI 318-08/IBC 2009)

Specified Conc Comp Strength, f'c	25000
Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000
Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	