



Département de Génie Civil

Mémoire de Master

Présenté par :

M. KENTOUR BRAHIM

M. AZZOUZ MOHAMED EL-AMINE

Thème

*Estimation du coût d'un projet de 154 Logements
qui comprend un détail estimatif d'une tour R+9*

Soutenu publiquement devant le jury composé de :

<i>Président :</i>	M.S.BELKACEMI	<i>Professeur</i>	<i>ENP</i>
<i>Directeur de mémoire :</i>	M^{me}. A.CHIKH	<i>Maitre-assistant A</i>	<i>ENP</i>
<i>Examineurs :</i>	M. M. DEMIDEM	<i>Maitre-assistant A</i>	<i>ENP</i>
	M^{me}. MOHABEDDINE	<i>Maitre-assistant A</i>	<i>ENP</i>

ملخص

ان الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة من الخرسانة المسلحة ذات طابق ارضي و تسعة طوابق ذات استخدام سكني و الواقعة في مدينة تيبازة المصنفة ضمن المناطق ذات النشاط الزلزالي القوي وقد تم التصميم وفقا للقوانين و المعايير المطبقة في الجزائر (RPA99version2003, CBA93,BAEL91). مقاومة البناية المحققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (اعمدة و عارضات + جدران) الدراسة الديناميكية بواسطة برنامج SAP2000. و اخيرا دراسة البنية التحتية للمنشأة تم بواسطة الاساسات التي تستريح على الاعمدة الحصائية لتفادي ظاهرة تمييع التربة التي تهدد منشأتنا في حالة الزلزال.

كلمات و مفاتيح

SAP، جدران من الاسمنت المسلح ، الدراسة الحركية.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé (R+9) qui devrait être implantée à TIPAZA qui est classée comme une zone à forte sismicité. La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99version2003, CBA93, BAEL91). La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles). L'étude dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel SAP2000. V 15. L'étude de l'infrastructure du bâtiment a abouti à une fondation de type Radier général suite à l'importance des charges transmise au sol d'assise.

Mots clés

Béton armé, contreventement, voile, étude dynamique, Sap2000, Radier, poteaux, poutres, période de vibration.

Abstract.

This work aims the analysis of a reinforced concrete structure with (R+9), which will be implanted in Algiers witch classed as a high seismic zone. The conception has been done according to construction laws applied in Algeria (RPA99version2003, CBA93, BAEL91). The resistance of the building is ensured by a mixed brace system (frame, Shell). The dynamic study was carried out using software SAP2000.v.15. The study of the infrastructure of the building led to a foundation of general raft type due to the importance of the loads transmitted to the ground.

Key words.

Reinforced concrete, wind-bracing, veil, dynamic study, Sap2000, Foundation raft, columns, beams, period of vibration.

REMERCIEMENT

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de finir ce travail à temps.

Nos remerciements vont aux membres du jury d'avoir honoré notre soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce modeste travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice Mme CHIKH AICHA pour la sollicitude avec laquelle elle a suivi et guidé ce travail.

Mes remerciements vont également à Mr. HENNI de m'avoir aidé à avoir le projet au niveau du bureau d'étude B.E.H.A, et sans oublier toute l'équipe du CTC, CGS centre agence de Houssine Day pour leur gentillesse.

Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance, je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents ;

Mes frères ;

Et tous mes amis.

BRAHIM KENTOUR

En signe de respect et de reconnaissance, je dédie ce modeste Travail à :

Ma très cher Maman ;

Mon frères « ABDREZZAK »

Mes sœurs, et ma petite « WALHA »

Et tous mes amis.

AZZOUZ AMINE

INTRODUCTION GENERALE

Bâtir a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations majeurs. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à cette activité.

Les ingénieurs sont toujours confrontés au problème de la 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 cout et niveau de sécurité à considérer.

Notre formation d'ingénieur étant achevée, dans le but de mettre en pratique nos acquis et d'acquérir une expérience dans le domaine de l'étude et la conception des bâtiments, nous avons choisi comme thème de notre mémoire, l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation qui fait partie d'un projet exécutée par BET B.I.H.A

Le travail se subdivisera en trois parties principales

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderont au pré dimensionnement des éléments ainsi qu'à l'établissement des descentes de charges. Enfin, nous calculerons les ferrailages des différents éléments non structuraux.

La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferrailages des éléments principaux, pour y arriver, nous effectueront d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (SAP), puis nous achèverons cette partie par le ferrailage.

Et enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude des fondations

Table de Matières

Introduction générale

Chapitre I : Présentation du projet

I.1. Introduction	01
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	01
I.2.1. Caractéristiques géométriques.....	01
I.2.2. Eléments constituant l'ouvrage.....	02
I.3. Caractéristiques des matériaux.....	02
I.3.1. Béton armé.....	02
I.3.1.1. Etats limites.....	03
I.3.1.2. Résistances caractéristiques du béton	03
I.3.1.3. Contraintes limite.....	04
I.3.2. L'acier.....	06
I.3.3. Hypothèses de calcul.....	07

Chapitre II : Prédimensionnement et descente de charges

II.1. introduction.....	10
II.2. Prédimensionnement des planchers.....	10
II.2.1. Condition de résistance au feu.....	10
II.2.2. Isolation phonique.....	10
II.2.3. Résistance à la flexion.....	11
II.2.4. Condition de déformation.....	11
II.2.5. Conclusion.....	11
II.3. Prédimensionnement des poutres.....	11
II.4. Evaluation des charges et surcharges.....	12
II.4.1. Planchers courants.....	12
II.4.2. Plancher terrasse.....	13
II.4.3. Cloisons doubles.....	13
II.5. Prédimensionnement des poteaux.....	13
II.5.1. Prédimensionnement de la section réduite.....	14
II.6. Descente de charges.....	15
II.6.1. Poteaux à section rectangulaire.....	16

II.6.2. Prédimensionnement des voiles.....	18
--	----

Chapitre III : Dimensionnement des éléments non structuraux

III.1. Introduction.....	19
III.2. Acrotères	19
III.2.1. Evaluation des sollicitations de calcul.....	20
III.2.2. Calcul du ferrailage.....	20
III.2.2.1 Calcul de l'excentricité.....	20
III.2.2.2 Calcul du ferrailage à ELU.....	21
III.2.2.3. Calcul à ELS.....	21
III.2.3. Vérification des contraintes.....	22
III.2.4. Vérification au cisaillement.....	22
III.2.5. Vérification au séisme.....	22
III.3. Escaliers.....	23
III.3.1. Pré dimensionnement.....	24
III.3.1.1. Géométrie.....	24
III.3.1.2. Largeur de l'escalier.....	24
III.3.1.3. Epaisseur des escaliers.....	24
III.3.2. Détermination des sollicitations.....	25
III.3.3. Palier.....	27
III.4. Planchers à corps creux.....	29
III.4.1. Calcul des poutrelles.....	29
III.4.1.1. Première phase (Avant coulage).....	29
III.4.1.3. Sollicitations de calcul.....	30
III.4.1.4. Après coulage.....	31
III.4.1.5. Combinaisons d'actions	31
III.4.1.6. Sollicitations de calcul.....	31
III.4.2. calcul du ferrailage.....	35
III.4.2.1. Armatures longitudinales.....	35
III.4.2.2. Armatures transversales.....	35
III.4.2.3. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.....	35
III.5. Balcons.....	36
III.5.1. Combinaison des charges.....	36
III.5.2. Sollicitations de calcul.....	36
III.5.3. Calcul du ferrailage.....	37

III.5.4. Vérification au cisaillement.....	37
--	----

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction.....	39
IV.2. Méthodes de calcul.....	39
IV.2.1. Présentation de la méthode modale spectrale.....	39
IV.3. Nombre de modes à considérer.....	40
IV.4. Combinaison du mouvement sismique.....	40
IV.4.1. Combinaison réponses modales.....	40
IV.4.2. Analyse modale.....	41
IV.5. Modélisation de la structure.....	41
IV.6. Spectre de réponse de calcul.....	42
IV.6.1. Caractéristiques dynamiques de la structure.....	44
IV.7. Vérifications.....	45
IV.7.1. Vérification de la période.....	46
IV.7.2. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	46
IV.7.3. Vérification de la participation des éléments résistants au contreventement.....	47
IV.8. Vérification des déplacements latéraux inter- étages.....	48
IV.9. Justification vis à vis de l'effet P- Δ	49
IV.10. Justifications vis à vis de l'équilibre d'ensemble.....	50
IV.11. Conclusion.....	51

CHAPITRE V: Ferrailage des éléments structuraux

V.1. Introduction.....	52
V.2. Ferrailage des poteaux.....	52
V.2.1. Combinaisons des charges.....	52
V.2.2. Recommandation de l'RPA 99/Version 2003.....	53
V.2.3. Les résultats des sollicitations donnés par SAP2000.....	53
V.2.4. Poteau non adhérent au voile (isolé).....	54
V.2.5. Poteau adhérent au voile.....	54
V.2.6. Ferrailage adoptés pour les poteaux.....	56
V.2.7. Vérification de la condition de non fragilité.....	56
V.2.8. Armatures transversales.....	56
V.2.9. Vérification de la contrainte de cisaillement : « τ ».....	56
V.3. Ferrailage des poutres.....	59

V.3.1. Combinaisons des charges.....	59
V.3.2.1. Recommandation du RPA99 pour le ferrailage des poutres.....	59
V.3.2.2. Résultats du ferrailage.....	60
V.3.3. Vérifications nécessaires pour les poutres.....	60
V.4. Ferrailage des voiles.....	61
V.4.1. Voiles pleins et/ou trumeaux.....	61
V.4.1.1. Ferrailage vertical.....	61
V.4.1.2. Ferrailage horizontal.....	62
V.4.1.3. Armatures transversales.....	62
V.4.1.4. Sollicitations et principe de calcul.....	62
V.4.1.5. Tableaux récapitulatifs de ferrailage des voiles.....	64
V.4.2. Ferrailage du linteau.....	66
V.4.2.1. Les armatures diagonales.....	67
V.4.2.2. Les armatures longitudinales, transversales et les armatures de peau.....	67

CHAPITRE VI : L'infrastructure

VI.1. Introduction.....	69
VI.2. Etude des fondations.....	69
VI.2.1. Combinaisons des charges.....	69
VI.2.2. Choix du type de fondations.....	69
VI.2.3. Caractéristiques géométriques du radier.....	70
VI.2.3.1. Calcul de l'épaisseur du radier.....	70
VI.2.3.2. Condition forfaitaire.....	70
VI.2.3.3. Condition de cisaillement.....	71
VI.2.3.4. Condition de raideur.....	71
VI.2.4. Choix de l'épaisseur du radier.....	72
VI.2.5. Vérifications diverses.....	72
VI.2.5.1. Vérification à la poussée hydrostatique.....	72
VI.2.5.2. Vérification au poinçonnement.....	72
VI.2.5.3. Vérification des contraintes dans le sol.....	73
VI.2.6.1. Calcul des contraintes sous G+Q+E (vérification des contraintes max).....	74
VI.2.6.2. Calcul des contraintes sous 0,8G+E (vérification au soulèvement).....	74
VI.2.7. Ferrailage du radier.....	75
VI.2.8. Ferrailage des nervures.....	77
VI.2.9. Etude du débord du radier.....	80

Chapitre VII : Estimation du prix

VII.1. Introduction.....	82
VII.2. Préparation en amont de chantier.....	82
VII.2.1. Etude quantitatif (Devis quantitatif).....	82
VII.2.2. Etude de prix.....	82
VII.2.3. Etude quantitatif et estimatif.....	82
VII.3. Devis quantitatif de projet.....	82
VII.3.1. Installation de chantier.....	82
VII.3.1.1. Description de projet.....	82
VII.3.1.2. Le panneau du chantier.....	83
VII.3.1.3. Les baraques de chantier.....	83
VII.3.1.4. Le nettoyage.....	83
VII.3.1.5. Le matériel de chantier.....	83
VII.3.1.6. La clôture.....	83
VII.3.2. Infrastructure et la superstructure	83
VII.3.2.1. Fondation.....	83
VII.3.2.2. Les planchers.....	84
VII.3.2.3. Voiles.....	85
VII.3.2.3. Poteaux.....	86
VII.4. Etude de prix.....	87
VII.4.1. Barème de main-d'œuvre d'exécution.....	87
VII.4.3. Prix unitaire des matériaux de construction.....	89
VII.4.5. Prix du béton.....	92
VII.4.6. Matériels au forfait.....	92
VII.4.7. Calcul de prix unitaire pour les travaux de terrassement et de bétonnage.....	92
VII.4.7.1. Terrassement.....	92
VII.4.7.2. Bétonnage de l'infrastructure et la superstructure.....	93
VII.5. Devis quantitatif et estimatif	96
VII.5.1. Installation de chantier.....	96
VII.5.3. Prix de l'infrastructure et la superstructure.....	97

Conclusion générale

Bibliographie

ANNEXES

Annexe A : Plans du bâtiment

Annexe B : Résultats Robot de l'analyse modale

Annexe C : SAP 2000

Liste de figures

Chapitre I : Présentation du projet

Fig. I.1. Vue 3D du projet.....	01
Fig. I.2. Vue de la façade principale.....	02
Fig. I.3. Vue en élévation.....	02
Fig. I.4. Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU.....	04
Fig. I.5. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	05
Fig. I.6. Diagramme Contrainte- déformation de l'acier.....	07

Chapitre II : Prédimensionnement et descente de charges

Fig. II.1. Dimension de la section revenant au poteau rectangulaire le plus sollicité.....	16
--	----

Chapitre III : Dimensionnement des éléments non structuraux

Fig. III.1. Détails et modélisation de l'acrotère	19
Fig. III.2. Dimensions de la section dangereuse.....	23
Fig. III.3. Vue en 3D de l'escalier.....	23
Fig. III.4. Dimensions des éléments de l'escalier courant.....	24
Fig. III.5. Schéma statique de la volée.....	26
Fig. III.6. Ferrailage des escaliers courants.....	27
Fig. III.7. Schéma statique du palier.....	28
Fig. III.8. Schéma statique d'une poutrelle.....	30
Fig. III.9. Section de calcul des poutrelles après coulage.....	31
Fig. III.10. Schéma statique du balcon.....	36
Fig. III.11. Schéma de ferrailage du balcon.....	38

Chapitre IV : Etude dynamique

Fig. IV.1. Modèle 3D de la structure.....	42
Fig. IV.2. L'allure du spectre de réponse.....	43

Fig. IV.3. Premier mode.....	44
Fig. IV.4. deuxième mode.....	44

CHAPITRE V: Ferrailage des éléments structuraux

Fig. V.1. Ferrailage des poteaux du R.D.C	58
Fig. V.2. Ferrailage des poteaux des 1er, 2ème, et 3ème niveaux.....	58
Fig. V.3. Ferrailage des poutres.....	60
Fig. V.4. Schéma des contraintes développées dans un voile.....	63
Fig. V.5. Exemple de Ferrailage des voiles.....	66
Fig. V.6. Schéma de ferrailage du linteau.....	68

CHAPITRE VI : L'infrastructure

Fig. VI.1. Schéma des dimensions du radier.....	72
Fig. VI.2. Schéma de transmission des charges sur le radier.....	73
Fig. VI.3. Schéma de la poutre (nervure) continue la plus chargée.....	78
Fig. VI.4. Sections à considérer en appui et en travée.....	79
Fig. VI.5. Schéma de ferrailage de la nervure en travée et en appui.....	81

Chapitre VII : Estimation du prix

Fig. VII.1. Plancher RDC.	84
---------------------------	----

Liste des tableaux

Chapitre II : Prédimensionnement et descente de charges

Tab .II.1. charge permanente due aux planchers à corps creux de niveau courant.....	12
Tab .II.2. charge permanente due à la dalle pleine de niveau courant.....	12
Tab .II.3. charge permanente à la terrasse due aux plancher à corps creux.....	13
Tab .II.4. charge permanente due aux murs.....	13
Tab .II.5. Règle de dégression adoptée.....	15
Tab .II.6. descente des charges pour le poteau rectangulaire le plus sollicité.....	17
Tab .II.7. Effort normal à retenir pour le prédimensionnement des poteaux.....	17

Chapitre III : Dimensionnement des éléments non structuraux

Tab .III.1. Actions et sollicitations agissant sur l'acrotère.....	20
TAB. III.2. Charge permanente et charge d'exploitation de l'escalier.....	25
Tab .III.3. Résultats du calcul du ferrailage de la volée A.....	25
Tab .III.4. Combinaison des charges du palier.....	26
Tab .III.5. Sollicitations combinées de calcul des poutrelles.....	26
Tab .III.6. Actions de calcul des poutrelles après coulage.....	27
Tab .III.7. Sollicitation de calcul des poutrelles après coulage.....	28
Tab .III.8. Ferrailages des poutrelles.....	30
Tab .III.9. Combinaison des charges du balcon.....	31
Tab .III.10. Diagrammes des efforts du balcon.....	34

Chapitre IV : Etude dynamique

Tab .IV.1. Valeurs du spectre de réponse.....	43
Tab .IV.2. Période et réponse modale.....	44
Tab .IV.3. Participation des masses modales effectives.....	45
Tab .IV.4. Calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente.....	47
Tab .IV.5. Efforts tranchant à la base.....	47
Tab .IV.6. Vérification de la valeur de l'effort tranchant.....	47
Tab .IV.7. Vérification de la valeur de l'effort tranchant.....	47
Tab .IV.8. Vérifications des déplacements entre- étages.....	48
Tab .IV.9. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	49
Tab .IV.10. Valeur des forces sismique.....	50
Tab .IV.11. Vérification de la stabilité au renversement à la base.....	50

CHAPITRE V: Ferrailage des éléments structuraux

Tab .V.1. Efforts internes à l'ELU (Situation durable).....	54
Tab .V.2. Efforts internes sous G+Q±E (situation accidentelle).....	54
Tab .V.3. Efforts internes sous 0.8G±E (situation accidentelle).....	54

Tab .V.4. Efforts internes à l'ELU (Situation durable).....	55
Tab .V.5. Efforts internes sous $G+Q\pm E$ (situation accidentelle).....	55
Tab .V.6. Efforts internes sous $0.8G\pm E$ (situation accidentelle).....	55
Tab .V.7. Les résultats de ferrailage des poteaux adhérents et non adhérents au voile.....	56
Tab .V.8. Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux.....	56
Tab .V.9. Les résultats de ferrailage transversal des poteaux.....	58
Tab .V.10. Ferrailage des poutres.....	60
Tab .V.11. Ferrailage vertical des voiles.....	65
Tab .V.12. Vérification de la contrainte de cisaillement dans les voiles.....	65
Tab .V.13. Les armatures diagonales des linteaux.....	67

CHAPITRE VI : L'infrastructure

Tab .VI.1. Efforts exercés à la base de la tour.....	69
Tab .VI.2. Valeurs des moments et des efforts tranchant à l'ELS.....	76
Tab .VI.3. Valeurs des moments et des efforts tranchant à l'ELU.....	76
Tab .VI.4. Le ferrailage à l'EL.....	76
Tab .VI.5. Le ferrailage à l'ELU.....	77
Tab .VI.6. Ferrailage adopté.....	77
Tab .VI.7. Valeurs des moments en travée de la nervure la plus chargée.....	78
Tab .VI.8. Valeurs des moments sur appuis.....	78
Tab .VI.9. Résultats du ferrailage en appui et en travée de la nervure.....	79
Tab .VI.10. Valeurs du ferrailage en appui et en travée de la nervure.....	80

Chapitre VII : Estimation du prix

Tab .VII.1. Barème de main d'œuvre d'exécution.....	87
Tab .VII.2. Barème des frais du Matériel.....	88
Tab .VII.3. Prix unitaire des matériaux de construction.....	89
Tab .VII.4. Prix réel des matériaux de construction.....	91
Tab .VII.5. Prix du béton.....	92
Tab .VII.6. Le prix unitaire pour les travaux de terrassement.....	92
Tab .VII.7. Prix unitaire pour le bétonnage de l'infrastructure et la superstructure.....	95

Tab .VII.8. Estimation du coût de l'installation de chantier.....	97
Tab .VII.9. Estimation du coût du terrassement.....	97
Tab .VII.10. Estimation du coût de l'infrastructure et la superstructure.....	98

Chapitre I

Présentation du projet

I.1. Introduction

L'étude de ce projet comprend la partie conception des éléments tels que fondations, poteaux, poutres, voiles, planchers et le calcul des éléments secondaires (escalier, acrotère,...) ainsi que l'étude dynamique de la structure, qui permet d'évaluer son comportement lors d'un séisme. Le calcul sera fait conformément aux Règles Parasismiques Algériennes et aux règles de béton armé en vigueur BAEL91 et CBA93, en utilisant le logiciel de calcul SAP2000.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Il s'agit d'un bâtiment à usage d'habitation R+9 implanté à TIPAZA classé par le RPA 99 en zone de forte sismicité (zone III).

- La structure de ce bâtiment est constituée de voiles + portiques.



Fig. I.1. Vue 3D du projet

I.2.1. Caractéristiques géométriques

- Hauteur d'étage courant : 3,00 m.
- Hauteur RDC : 3,00 m.
- Dimensions en plan du bâtiment.
 - Largeur: 21,10 m.
 - Longueur: 32,90 m.

- Hauteur totale du bâtiment y compris l'acrotère : 33,61 m.



Fig. I.2. Vue de la façade principale

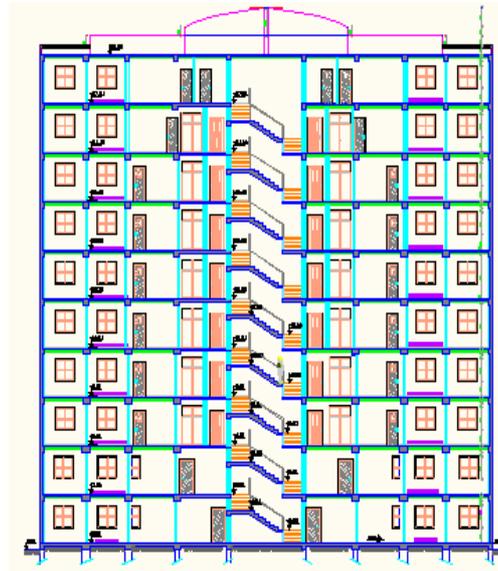


Fig. I.3. Vue en élévation

I.2.2. Eléments constituant l'ouvrage

- Les planchers de tous les niveaux sont en dalles à corps creux.
- Les planchers des balcons sont en dalles pleines.
- Les voiles sont en béton armé sur toute la hauteur du bâtiment.
- La maçonnerie :
 - Les murs extérieurs sont en doubles parois de briques creuses (la paroi interne et la paroi externe sont de 10 - 15 cm d'épaisseur, séparées d'un vide d'air de 5 cm d'épaisseur).
 - Les murs internes (cloisons) sont en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Du ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs.
- Du plâtre 2 cm d'épaisseur pour les cloisons et de 3 cm d'épaisseur pour les plafonds

I.3. Caractéristiques des matériaux

I.3.1. Béton armé

Le béton armé est un matériau que l'on obtient en associant du béton et de l'acier.

Le béton, matériau réalisé par mélange de sable de gravier, de ciment et d'eau.

Le béton armé est le plus utilisé vu les caractéristiques qu'il présente, il est de masse volumique généralement prise égale à 2500 Kg/m^3 .

I.3.1.1. Etats limites

a. Etats limites ultimes (ELU)

Ce sont les états qui conduisent à la ruine de l'ouvrage soit par :

- Perte d'équilibre statique (basculement)
- Perte de stabilité de forme (flambement).
- Perte de résistance (rupture).

Critères de calcul :

- Déformations relatives limites.
- Calcul de type rupture avec lois contraintes - déformations des matériaux.

b. Etats limites de services (ELS)

Ce sont les états au-delà desquels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité, ils correspondent à l'atteinte de :

- La limite de la compression du béton.
- La limite d'ouverture des fissures.
- La déformation admissible des éléments de construction (flèche).

Critères de calcul :

- Contraintes (ou déformations) limites.
- Calcul de type élastique (loi de Hooke, coefficient d'équivalence ...).

I.3.1.2. Résistances caractéristiques du béton

a. Résistance à la compression

Le béton est caractérisé par la valeur de sa résistance à la compression évaluée à 28 jours dite valeur caractéristique requise. Notée f_{c28} elle est choisie compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte sur chantiers. Pour le choix de la valeur de f_{c28} , on peut considérer que :

- $f_{c28} = 20$ MPa facilement atteinte sur les chantiers.

- $f_{c28} = 25$ MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.

Dans notre cas, elle est prise égale à 25 MPa. Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton dont l'âge de « j » jours est inférieur à 28, on se réfère à la résistance « f_{cj} ».

Pour $j \leq 28$ f_{cj} du béton non traité thermiquement est :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.67 + 0.83j} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- pour $j \leq 28 \Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$
- pour $j > 60 \Rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$.

b. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} est déduite de celle à la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ MPa} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

Dans notre cas

$$f_{t28} = 1,92 \text{ MPa}$$

I.3.1.3. Contraintes limites

a. Contrainte limite ultime du béton comprimé

La contrainte limite ultime f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{b-Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 17 \text{ MPa} \text{ en SDT} \\ f_{bu} = 25 \text{ MPa} \text{ en SA} \end{array} \right.$$

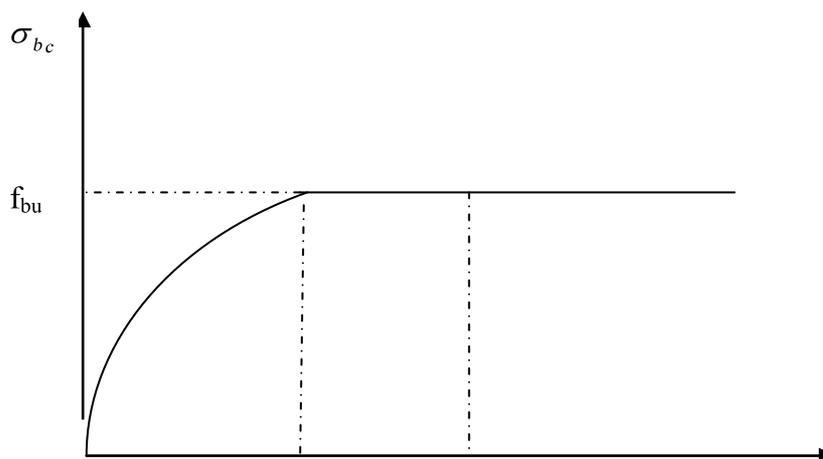


Fig. I.4. Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU

b. Contrainte limite de service du béton comprimé

La contrainte limite de service en compression du béton est $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$.

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

Le comportement du béton est considéré comme linéairement élastique donc le diagramme contrainte-déformation à l'ELS est une droite schématisée ci-dessous :

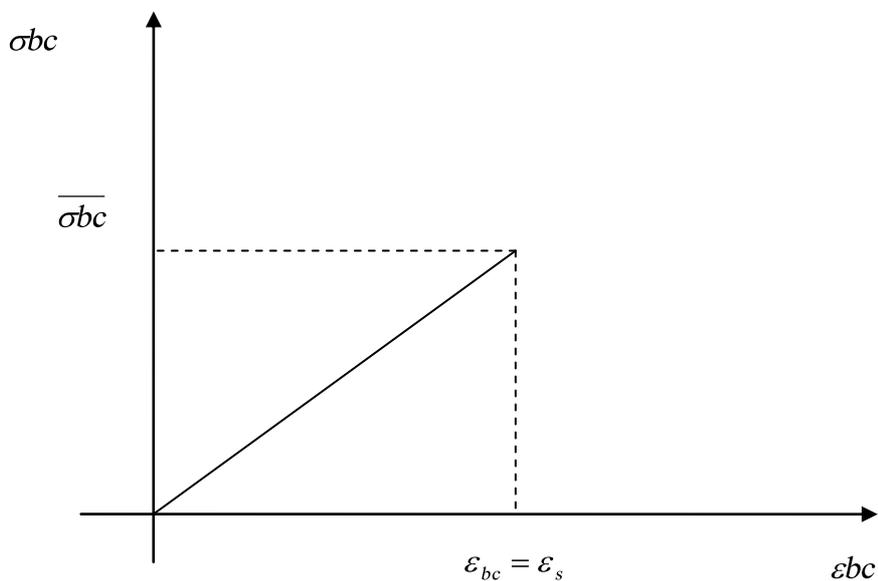


Fig. I.5. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS

c. Contrainte ultime de cisaillement

La contrainte tangente ultime notée τ_u donnée par le BAEL99 est définie comme suit :

Pour les armatures droites $\alpha = 90^\circ$

$\bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPA})$ en FPN

$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPA})$ en FP ou FTP

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \overline{\tau u} = 4 \text{ Mpa} & \text{en FPN} \\ \overline{\tau u} = 3 \text{ Mpa} & \text{en FP ou FTP} \end{cases}$$

d. Module de déformation longitudinale

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanées $E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$, E_{ij} et f_{cj} en MPa.

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad E = 30822.43 \text{ MPa}$$

Sous des contraintes normales de longues durées (supérieures à 24 heures), pour tenir compte du retrait et du fluage, le module de déformation différée E_{vj}

$$E_{vj} = E_{ij}/3 \quad E_{vj} = 10274.14 \text{ MPa}$$

e. Module de déformation transversale

$$G = (1 + \mu) E/2 \quad \text{avec : } \mu \text{ coefficient de Poisson}$$

$$\mu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

- A l'ELS $\mu = 0.2$ pour le calcul des sollicitations « béton fissuré »
- A l'ELU $\mu = 0$ pour le calcul des déformations « béton non fissuré »

I.3.2. L'acier

Résiste très bien à la compression et à la traction, de plus, il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton, et il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton.

On utilise 2 types d'aciers :

Acier à haute adhérence (HA) FeE400 fe = 400 MPa

Acier naturel rond lisse (RL) FeE235 fe = 235 MPa

a. Contraintes limites

ELU :

- Fissuration peu nuisible « FPN »

$$\overline{\sigma s} = \frac{Fe}{\gamma s}$$

$$\gamma s = 1.15 \text{ en SDT}$$

$$\gamma s = 1 \text{ en SA}$$

$$\overline{\sigma s} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma s} = 400 \text{ MPa}$$

ELS :

- Fissuration préjudiciable « FP »

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta} \sqrt{f_{tj}} \right)$$

η : coefficient de fissuration

$$\text{Avec } \eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les aciers RL} \\ 1.6 & \text{pour les aciers HA} \end{cases}$$

b. Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier noté $E_s = 2 \cdot 10^5$ Mpa

Pour l'acier naturel :

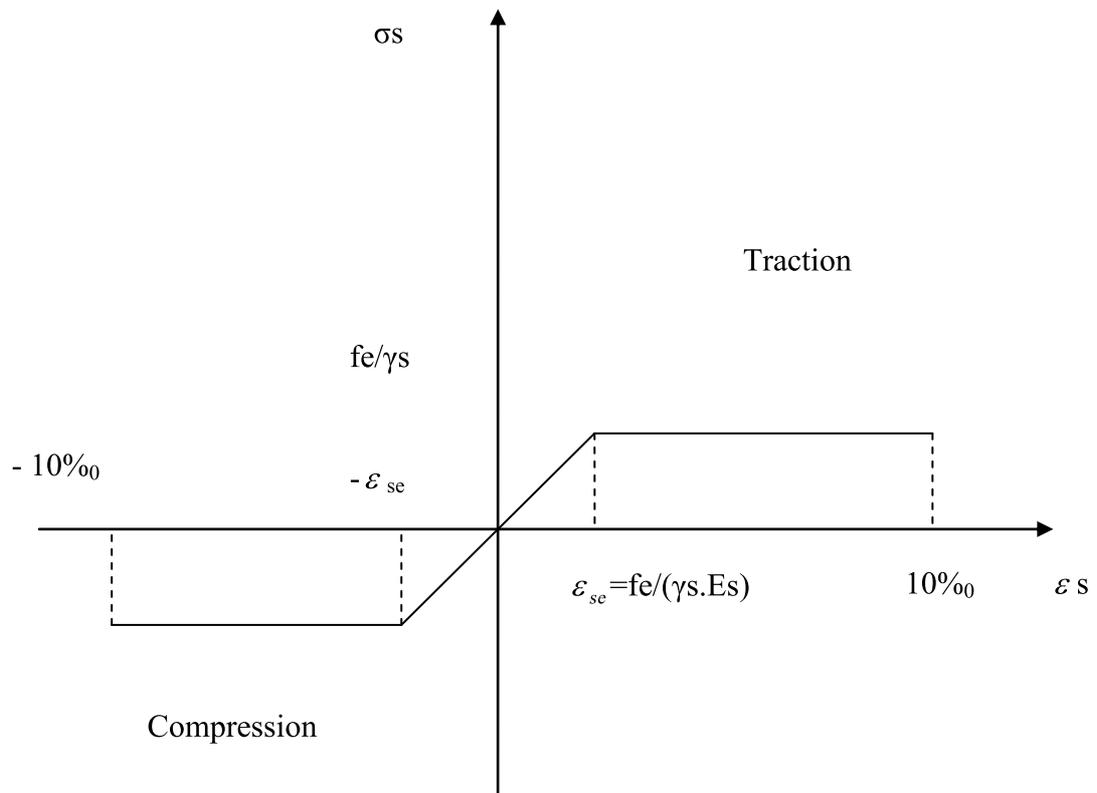


Fig. I.6. Diagramme Contrainte- déformation de l'acier

I.3.3. Hypothèses de calcul

a) ELS

- Les sections planes restent planes après déformation .
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton .
- La résistance à la traction du béton est négligeable .

- Le retrait et le fluage ne sont pas pris en compte .
- Le comportement des matériaux est linéaire élastique .
- Dans le diagramme des contraintes l'un des matériaux doit travailler au maximum autorisé .

b) ELU

- Les sections planes restent planes après déformation .
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Les déformations des sections sont limitées à :
 $\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$ en flexion simple et $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression simple .
- L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$.

Chapitre II

Prédimensionnement et descente de charges

II.1. Introduction

Le prédimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois qui découlent généralement de la limitation des déformations (flèches..), et parfois de la condition de résistance au feu. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le prédimensionnement du sommet vers la base :

- Planchers
- Poutres
- Poteaux
- Voiles

II.2. Prédimensionnement des planchers

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

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

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

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Aussi, l'épaisseur des planchers est déduite à partir des conditions suivantes :

II.2.1. Condition de résistance au feu

- $E = 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe feu,
- $e = 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe feu,
- $e = 17,5 \text{ cm}$ Pour quatre heures de coupe feu

On opte : $e = 16 \text{ cm}$.

II.2.2. Isolation phonique

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : 16 cm.

II.2.3. Résistance à la flexion

a. Plancher à corps creux

Pour des dalles reposant sur trois ou quatre appuis :

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

L : la plus grande portée, dans notre cas $L = 550\text{cm}$.

$$\frac{550}{25} \leq e \leq \frac{550}{20} \Rightarrow 20 \leq e \leq 27.5$$

On adopte : $h = 21$ soit $16+5$

b. Dalle pleine

La portée maximum des plancher à dalle pleine $L = 3,20\text{m}$.

Pour des dalles reposant sur deux appuis (les balcons) :

$$\frac{550}{35} \leq e \leq \frac{550}{30}$$

$$\text{On a : } L=320 \text{ cm } \quad \frac{320}{35} \leq e \leq \frac{320}{30} \Rightarrow 9.14 \leq e \leq 10.67$$

II.2.4. Condition de déformation

e : est conditionnée par :

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

$$22 < e < 27.5$$

II.2.5. Conclusion

Concernant la prédimensionnement des planchers, nous adopterons :

Pour les planchers à corps creux $e = 21 \text{ cm}$. Ce qui nous donne un plancher constitué de hourdis de 16cm et une dalle de compression de 5cm .

Pour les dalles pleines nous adopterons une épaisseur de 13 cm pour les balcons

II.3. Prédimensionnement des poutres

D'après le RPA99/version 2003, les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

$$b > 20\text{cm} ; h > 30\text{cm} ; h/b < 4 ; b_{\text{max}} < 1.5h + b_1$$

D'après la formule empirique, les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes :

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

L : Plus grande portée dans le sens considéré.

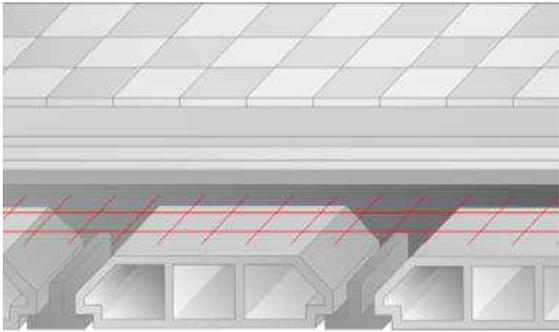
Sens porteurs : L = 5.50 m \Rightarrow h = 45 cm , b = 30 cm

Sens non porteurs: L = 3.90 m \Rightarrow h = 35 cm , b = 20 cm

II.4. Evaluation des charges et surcharges

II.4.1. Planchers courants:

N ⁰	Couche	e(cm)	G[kN/m ²]
1	Carrelage	2	0.40
2	Mortier de pose	2	0.40
3	Lit de sable	2	0.36
4	Corps creux		2.80
5	Dalle de compression	5	1.25
6	Enduit de ciment		1
Charge permanente			6.21



Tab .II.1. charge permanente due aux planchers à corps creux de niveau courant

N ⁰	Couche	e(cm)	G[kN/m ²]
1	Carrelage	2	0.40
2	Mortier de pose	2	0.40
3	Lit de sable	2	0.36
4	Cloison		1
5	Dalle pleine	13	3.25
6	Enduit de ciment	1.5	0.27
Charge permanente			5.68

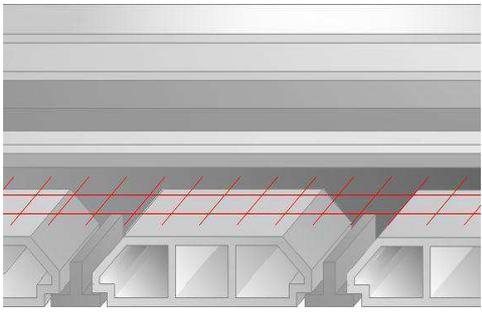


Tab .II.2. charge permanente due à la dalle pleine de niveau courant

Charge d'exploitation sur étage coutante : Q= 1.5 KN/m²

II.4.2. Plancher terrasse

N ⁰	Couche	e(cm)	G[kN/m ²]
1	Protection gravillons	2	0.40
2	Etanchéité	2	0.40
3	Forme de pente	2	0.36
4	Dalle de compression	5	1.25
5	Corps creux		2.80
6	Enduit de ciment	1.5	0.27
Charge permanente			6.48



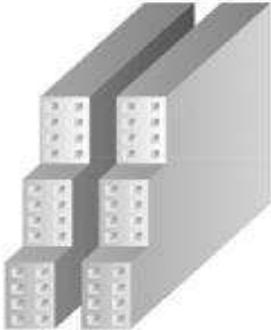
Tab .II.3. charge permanente à la terrasse due aux plancher à corps creux

Charge d'exploitation sur étage coutante : $Q= 1 \text{ KN/m}^2$

II.4.3. Cloisons doubles

La maçonnerie utilisée est en briques (double cloison) :

N ⁰	Couche	e(cm)	G[kN/m ²]
1	Enduit plâtre	2	0.20
2	Briques creuses	10	0.90
3	Briques creuses	10	0.90
4	Enduit de ciment	1.5	0.27
Charge permanente			2.27



Tab .II.4. charge permanente due aux murs

II.5. Prédimensionnement des poteaux

Le calcul de la section du béton sera faite en compression centré, les règles CBA 93 préconisent de prendre une section réduite en laissant 1cm de chaque coté.

D'après le RPA99/version 2003 : pour la zone sismique III les dimensions du poteau à prendre doivent être vérifiées l'inégalité suivante:

$$\text{Min}(b, h) \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b, h) \leq h/20$$

$$1/4 \leq b/h \leq 4$$

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 :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

N_u : Effort normal maximal à l'ELU ($N_u = 1,35 G + 1,5 Q$) calculé en utilisant la règle de dégression verticale.

Br : Section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduite [$Br = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2$].

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (ici on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

f_e : Contrainte limite élastique des aciers (Ici on prend $f_e = 400 \text{ MPa}$)

A_s : Section d'armatures dans le poteau égale à 0,1% de la section réelle du poteau.

b : Coefficient de sécurité du béton tel que : $\gamma_b = 1,5$.

s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que : $\gamma_s = 1,15$.

α : Coefficient fonction de l'élançement mécanique.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

λ : élançement du poteau

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{L \text{ flombement}}{I} = \frac{L \text{ flombement}}{b\sqrt{12}}$$

II.5.1. Prédimensionnement de la section réduite

$$Br \geq \left[\frac{\beta \times N_u - A_s \times 0.85 \times f_e / \gamma_s}{f_b u} \right] \times 0.9$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \beta = \frac{0.85^2}{1500} & \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On fixe l'élançement mécanique $\lambda=35$ pour s'assurer d'être toujours dans le domaine de la compression simple. Donc $\beta=1,2$

D'après l'article 7.4.2.1 de RPA99/version 2003 leur pourcentage minimal sera de 0,9% en zone III

$$\begin{aligned} Br[\text{m}^2] &\geq 0,062 N_u [\text{MN}] \\ N_u &= 1,35NG + 1,5NQ \end{aligned}$$

NG : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.

NQ : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau (NQ est déterminé par la descente de charges).

II.6. Descente de charges

La descente de charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (colonnes et murs) ainsi que les fondations.

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par les règlements D.T.R.B.C.22 article 6 qui recommandent « d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante ».

Evaluation des surcharges d'exploitation à chaque niveau

Sous le terrasse : Q_0

Sous le 9ème étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 8ème étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 7ème étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 6ème étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 5ème étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_1^n Q_i$

i : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment. n : nombre total de niveaux

Les charges et les surcharges d'exploitations sont calculées pour le poteau rectangulaire le plus chargé.

Niveau	Dégression	Q cumulée [kN/m ²]
Sous la terrasse	Q_0	1.00
Sous le 9ème niveau	$Q_0 + Q_1$	2.5
Sous le 8ème niveau	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3.85
Sous le 7ème niveau	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
Sous le 6ème niveau	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.10
Sous le 5ème niveau	$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7.00
Sous le 4ème niveau	$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7.75
Sous le 3ème niveau	$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8.50
Sous le 2ème niveau	$Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	9.25
Sous le 1ème niveau	$Q_0 + 0,67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	10.05
Sous le RDC	$Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{RDC})$	10.75

Tab .II.5. Règle de dégression adoptée

II.6.1. Poteaux à section rectangulaire

Pour une section donnée de poteau, et connaissant la surface du plancher reprise par le poteau le plus chargé, on calculera les charges permanentes reprises par ce poteau ainsi que les surcharges d'exploitation avec la règle de dégression donnée précédemment.

On adopte les dimensions suivantes :

$$40 \times 40 \text{ pour les niveaux 9, 8 et 7} \longrightarrow G_{\text{pot}} = (0,4 \times 0,4 \times 3,00) 25 = 12,00 \text{ kN}$$

$$45 \times 45 \text{ pour les niveaux 6, 5 et 4} \longrightarrow G_{\text{pot}} = (0,45 \times 0,45 \times 3,00) 25 = 15,18 \text{ kN}$$

$$50 \times 50 \text{ pour les niveaux 3, 2 et 1} \longrightarrow G_{\text{pot}} = (0,5 \times 0,5 \times 3,00) 25 = 18,75 \text{ kN}$$

$$55 \times 55 \text{ pour le RDC} \longrightarrow G_{\text{potRDC}} = (0,55 \times 0,55 \times 3,00) 25 = 22,68 \text{ kN}$$

Charges et surcharges revenants au poteau plus sollicité:

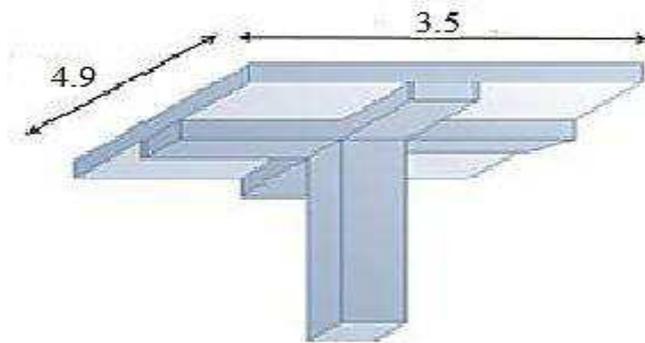


Fig .II.1. Dimension de la section revenant au poteau rectangulaire le plus sollicité

Les charges permanentes reprises par le poteau rectangulaire le plus chargée :

➤ **La terrasse :**

- Poutre principale : $(0,45 \times 0,3 \times 3,71) 25 = 13,91 \text{ kN}$
- Poutre secondaire : $(0,35 \times 0,2 \times 4,84) 25 = 8,47 \text{ kN}$
- Plancher : $(3,71 \times 4,84) 6,88 = 123,54 \text{ kN}$

$$\mathbf{G \text{ terrasse} = 145,92 \text{ kN}}$$

➤ **Etage courant :**

- Poutre principale : $(0,45 \times 0,3 \times 3,71) 25 = 13,91 \text{ kN}$
- Poutre secondaire : $(0,35 \times 0,2 \times 4,84) 25 = 8,47 \text{ kN}$
- Plancher : $(3,71 \times 4,84) 5,56 = 99,84 \text{ kN}$

$$\mathbf{G \text{ courant} = 122,22 \text{ kN}}$$

D'où :

Niveau	$Q_{cumulée}$ [kN/m ²]	N_Q [kN]	$G_{plancher}$ [kN]	$G_{poteaux}$ [kN]	N_G [kN]	$N_{Gcumulée}$ [kN]
Sous la terrasse	1.00	17.95	145.92	/	145.92	145.92
Sous le 9 ^{ème} niveau	2.5	44.87	122.2	12.00	134.20	280.12
Sous le 8 ^{ème} niveau	3.85	113.98	122.2	12.00	134.20	414.32
Sous le 7 ^{ème} niveau	5.05	204.62	122.2	12.00	134.20	548.52
Sous le 6 ^{ème} niveau	6.10	314.12	122.2	15.18	137.40	685.52
Sous le 5 ^{ème} niveau	7.00	439.77	122.2	15.18	137.40	882.92
Sous le 4 ^{ème} niveau	7.75	578.88	122.2	15.18	137.40	960.32
Sous le 3 ^{ème} niveau	8.50	731.46	122.2	18.75	140.97	1101.29
Sous le 2 ^{ème} niveau	9.25	897.49	122.2	18.75	140.97	1242.26
Sous le 1 ^{ème} niveau	10.05	1077.89	122.2	18.75	140.97	1383.23
Sous le RDC	10.75	1270.86	122.2	22.68	144.90	1528.13

Tab .II.6. descente des charges pour le poteau rectangulaire le plus sollicité

Niveau	N_u [kN]	$1,15N_u$ [kN]	B_r [cm ²]	Section adoptée
Sous la terrasse	223,617	257,1596	159,44	12,65
Sous le 9 ^{ème} niveau	248,475	285,7463	177,16	13,33
Sous le 8 ^{ème} niveau	352,14	404,961	251,08	15,86
Sous le 7 ^{ème} niveau	488,1	561,315	348,02	18,67
Sous le 6 ^{ème} niveau	656,67	755,1705	468,21	21,66
Sous le 5 ^{ème} niveau	845,145	971,9168	602,59	24,57
Sous le 4 ^{ème} niveau	1053,81	1211,882	751,37	27,43
Sous le 3 ^{ème} niveau	1287,5	1480,624	917,99	30,32
Sous le 2 ^{ème} niveau	1536,545	1767,026	1095,57	33,12
Sous le 1 ^{ème} niveau	1807,145	2078,216	1288,49	35,92
Sous le RDC	2101,905	2417,191	1498,66	38,73

Tab .II.7. Effort normal à retenir pour le prédimensionnement des poteaux.

II.6.2. Prédimensionnement des voiles

Prédimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99 ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA 99 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4 e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec :

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99 « l'épaisseur minimale est de 15 cm ».de plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3.00\text{m}$ et des conditions de rigidité aux extrémités, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{h_e}{25} \\ e \geq \frac{h_e}{22} \\ e \geq \frac{h_e}{20} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} e \geq 12.00 \text{ cm} \\ e \geq 13.60 \text{ cm} \\ e \geq 15.00 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$e \geq \max (e_{\min} ; h_e/25; h_e/22; h_e/20)$$

$$e \geq \max (15; 12,00 ; 13,60 ; 15,00)$$

$$e \geq 15, \text{ cm}$$

On adopte: **e = 20 cm.**

Chapitre III

Dimensionnement des éléments non structuraux

III.1. Introduction

Les éléments non structuraux sont les éléments du bâtiment qui ne font pas partie de sa structure porteuse, ils comportent les éléments secondaires et les planchers.

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement; Ce sont des éléments en maçonnerie (cloisons, murs extérieurs, etc.) ou autres (balcon, etc.). Ils n'apportent pas une contribution significative à la résistance aux actions sismiques, donc peuvent être considérés comme éléments secondaires, et ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques.

Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique.

Dans ce chapitre, on va procéder au calcul des éléments suivants :

- Les murs décoratifs.
- Les acrotères.
- Les gardes corps.
- Les escaliers.
- Les balcons.
- Les planchers.

III.2. Acrotères

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse non accessible, servant de garde-corps pour faire face à toute chute accidentelle.

Comme pour le mur décoratif, l'acrotère est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS sans oublier la vérification aux charges sismiques.



Fig. III.1. Détails et modélisation de l'acrotère

Pour le dimensionnement de l'acrotère, on va considérer une bande de 1m, encastrée à sa base. Les dimensions sont détaillées dans le schéma précédent.

III.2.1. Evaluation des sollicitations de calcul

Les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferrailage sont données dans le tableau

$$G = 25 \left(0.6 \times 0.1 + 0.1 \frac{(0.1+0.05)}{2} \right) = 1.69 \text{ kN/ml}$$

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

	N[kN/ml]	M[kN.m/ml]	V[kN/ml]
ELU	2.28	0.90	1.50
ELS	1.69	0.60	1.00

Tab . III.1. Actions et sollicitations agissant sur l'acrotère

III.2.2. Calcul du ferrailage

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire (100cm x 10cm) soumise à la flexion composée à l'ELU avec une vérification à l'ELS

III.2.2.1 Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.28} = 0.39 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.167 \text{ m}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée (S.P.C)

L'élancement mécanique est :

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = l_f \times \frac{\sqrt{12}}{h} = 2 \times 0.6 \times \frac{\sqrt{12}}{0.1}$$

$$\lambda = 41.57$$

($l_f = 2 \times l_0 = 2 \times h$) cas d'une console

l_f : Longueur ou hauteur de flambement .

l_0 : Longueur ou hauteur libre.

Vérification de l'élancement mécanique :

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0.39}{0.1} = 3.9$$

$$\lambda \leq \max \left[50 ; \min \left(60 \times \frac{e_0}{h} ; 100 \right) \right]$$

$$\lambda \leq 100$$

L'élanement est donc vérifié d'où le calcul sera fait en flexion composée sans tenir compte du flambement.

L'excentricité additionnelle (e_a) : $e_a \geq \max (2 \text{ cm} ; l[\text{cm}] / 250)$ ($l = 60 \text{ cm}$)

$$e_a = 2.4 \text{ cm}$$

Coefficient de majoration (γ_n) : $\left(\frac{e_0}{h} \geq 1 \right) \Rightarrow \gamma_n = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \times \left(\frac{h}{e_0} \right)$

$$\gamma_n = 1.07$$

Sollicitations majorées par rapport au C.D.G du béton de la section du béton :

On pose:

$$N_u^* = \gamma_n \times N_u = 2.44 \text{ KN/ml}$$

$$M_u^* = N_u^* \times (e_a + e_0) = 1.01 \text{ kN.m}$$

Sollicitations par rapport aux aciers tendus :

$$M_{u/A}^* = M_u^* + N_u^* \times e_{as} = M_u^* + N_u^* \times \left(\frac{h}{2} - d \right) = 1.08 \text{ kN.m}$$

III.2.2.2 Calcul du ferrailage à ELU

$$\mu = \frac{M_{u/A}^*}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0.012$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \Rightarrow \alpha = 0.015$$

$$\alpha \leq 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_s = \frac{M_{u/A}^*}{d (1 - 0.4 \times \alpha) \frac{f_e}{\gamma_s}} = 0.39 \text{ cm}^2$$

III.2.2.3. Calcul à ELS

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.355 \text{ m} > h/2 - d = 3 \text{ cm} \quad \text{et} \quad e_0 = 0.355 \text{ m} > h/6 = 0.167 \text{ m} \dots \text{S.P.C}$$

$$M_{ser}^* = M_{ser} + N_{ser} \times e_{as} = 0.6507 \text{ kN.m}$$

a.Limitation des contraintes

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable : $\sigma_{bc} = \min \left(\frac{3}{2} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \Rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

b.Section d'acier

$$\mu = \frac{M_{ser}^*}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 7.16 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \Rightarrow \alpha = 0.009$$

$$\alpha \leq 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_s = \frac{M_{ser}^*}{d (1 - 0.4 \times \alpha) \frac{f_e}{\gamma_s}} = 0.23 \text{ cm}^2$$

d. Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.966 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} \geq A_s$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée.

Donc on prendra : $\sup (A_{\min} ; A_{ser} ; A_u) \Rightarrow A_{s/ml} = A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$

$A_{s/ml} = 4 \text{ HA8}$ avec un espacement : $e = 25 \text{ cm}$

Armatures de repartitions : $A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_{r/ml} = 4\text{HA6}$ avec $e = 20 \text{ cm}$.

III.2.3. Vérification des contraintes

On a : $M_{ser/A}^* = 0.6507 \text{ kN} \cdot \text{m}$ et $A_{s/ml} = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$

III.2.4. Vérification au cisaillement

$\tau_{\text{lim}} = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$ (fissuration préjudiciable, $\alpha = 90^0$)

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{1.5}{1 \times 0.08} = 0.019 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{\text{ultim}}$ la condition est vérifiée, donc le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

III.2.5. Vérification au séisme

D'après l'article 6.2.3 de la RPA 99/2003 « Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

C_p : Facteur de force horizontale.

W_p : Poids de l'élément considéré.

Le ferrailage obtenu sous l'action des surcharges d'exploitation et des charges permanentes est suffisant lorsque la condition suivante est vérifiée :

$$F_p \leq 1,5Q$$

$A = 0,25$ (zone : III ; groupe d'usage : 2)

$C_p = 0,8$

$W_p = 1,75 \text{ kN}$

$F_p = 1,14 \text{ kN} < 1,5 \text{ kN}$ donc la condition est vérifiée.

En conséquence, on devra utiliser la section minimale d'armatures (condition de non fragilité) des deux côtés, avec des armatures de répartition d'une section au moins égale à un quart des armatures principales.

On adopte:

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

$$A_v = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_r = 2\text{HA6} = 0,57 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

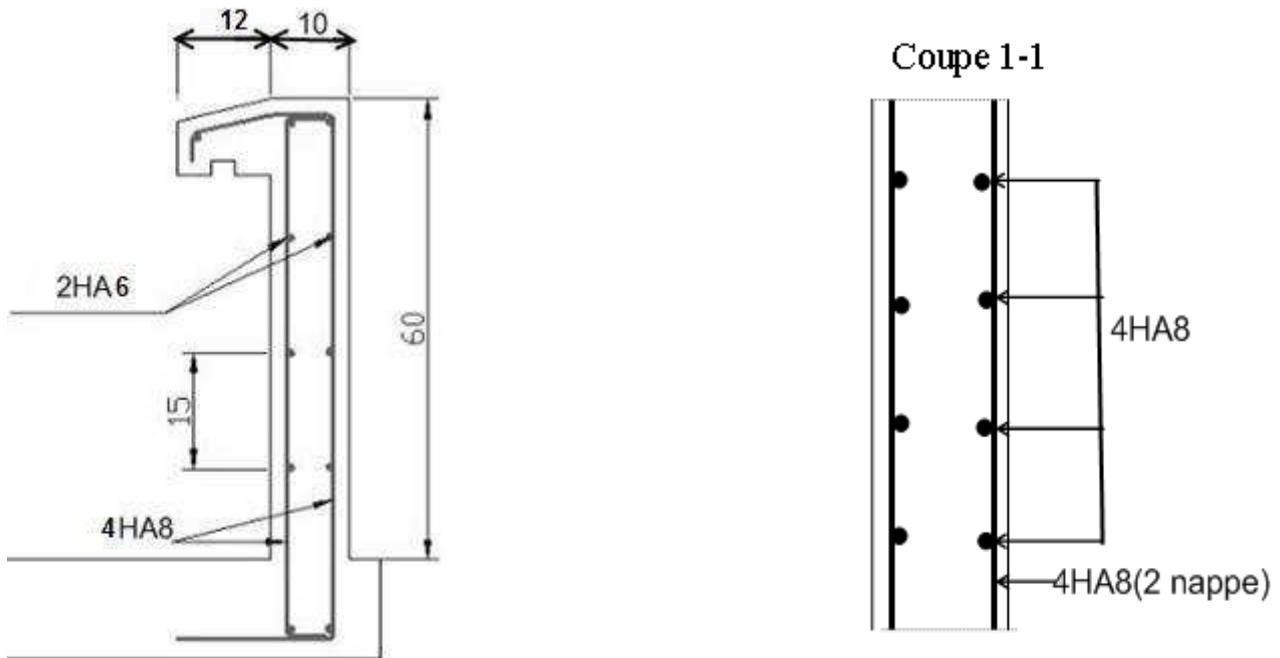


Fig. III.2. Dimensions de la section dangereuse.

III.3. Escaliers

Un escalier est un moyen statique permettant le passage d'un niveau horizontal à un autre (les moyens dynamiques étant les ascenseurs, escalators...), c'est un élément non structural composé de gradins successifs sur une dalle inclinée en béton armé.

Dans notre cas, on a à faire à des escaliers en quinze de panier, ce sont des escaliers à trois volée avec deux paliers de repos.

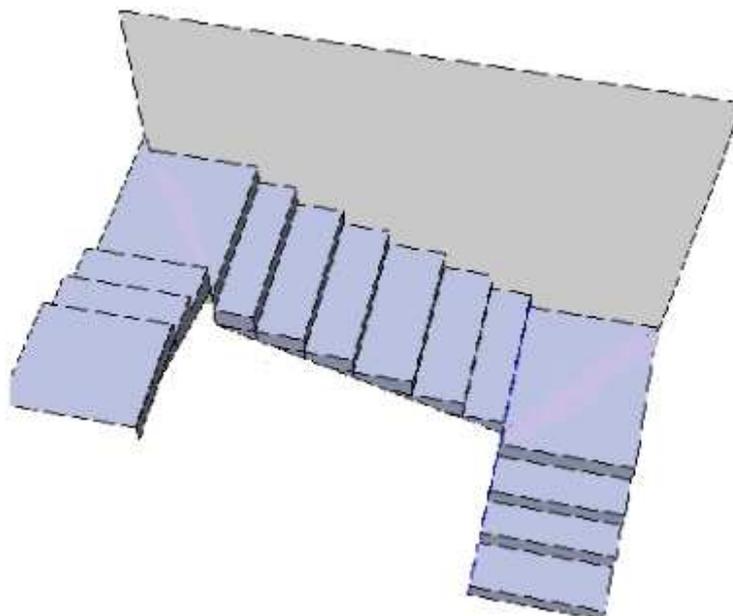


Fig. III.3. Vue en 3D de l'escalier

III.3.1. Pré dimensionnement

III.3.1.1. Géométrie

Un escalier doit être efficace et aussi facile que possible à monter et à descendre. Les proportions des escaliers respectent la relation de Blondel donnée par la double inégalité

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 65 \text{ cm}$$

g : Giron ou largeur de la marche.

h : Hauteur ou contremarche.

En fixant la hauteur des contremarches à $h = 17 \text{ cm}$; on trouve le nombre de contremarches correspondant : $n = 306 / 17 = 18$

Ce qui va nous donner un giron de $g = 28 \text{ cm}$.

Les dimensions choisies vérifient la double inégalité de Blondel :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h = 62 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm}$$

III.3.1.2. Largeur de l'escalier

Pour faciliter la circulation des personnes, la largeur minimale des escaliers est fixée à **0.60 m**, dans notre cas la largeur est égale à **1.40 m**.

III.3.1.3. Epaisseur des escaliers

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

$$e \geq \max \left\{ \frac{\text{portée}}{30} ; 10 \text{ cm} \right\}$$

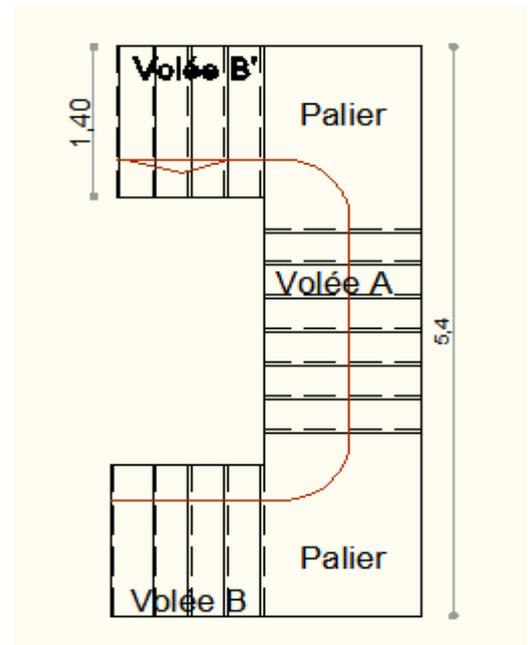
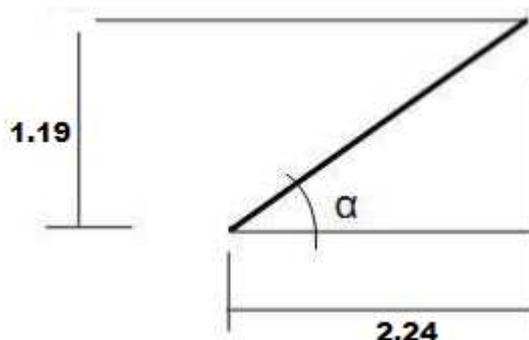


Fig. III.4. Dimensions des éléments de l'escalier courant

$$\text{portée} = \sqrt{119^2 + 224^2} = 253 \text{ cm}$$

Donc : $e \geq \max \{8.45 \text{ cm} ; 10 \text{ cm}\}$

On adopte comme épaisseur $e = 13 \text{ cm}$ pour la paillasse, et $e = 15 \text{ cm}$ pour le palier

III.3.2. Détermination des sollicitations

Dans notre projet, l'escalier est subdivisé en 03 parties, deux parties identiques (1) et (3) et la partie (2).

On a : pour les partie (1) et (3) : $\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{79}{125} = 0.632 \Rightarrow \alpha = 32.29^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0.84$.

pour le partie (2) : $\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{115}{215} = 0.535 \Rightarrow \alpha = 28.14^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0.88$.

Soit les deux tableaux suivants :

	<i>Les couches</i>	<i>Epaisseurs [m]</i>	<i>Poids.V [N/m3]</i>	<i>Charge [N/m2]</i>	
Volée (partie1 et2)	Carrelage	0.02	22000	440	
	Mortier de pose	0.02	22000	400	
	Poids des marches	0.17/2	25000	2125	
	Paillasse	Partie1	0.1547	25000	3867.5
		Partie2	0.1547	25000	3867.5
	Enduit plâtre	0.12	10000	1200	
	Total	$G_{\text{partie1}} =$		8032.5	
		$G_{\text{partie2}} =$		8032.5	
Surcharges d'exploitation			$Q =$	2500	
Palier	Carrelage	0.02	22000	440	
	Mortier de pose	0.02	20000	400	
	Lit de sable	0.02	18000	360	
	Dalle pleine en BA	0.15	25000	3750	
	Enduit plâtre	0.02	10000	200	
	Total	$G =$		5150	
	Surcharges d'exploitation			$Q =$	2500

TAB. III.2. Charge permanente et charge d'exploitation de l'escalier

a. Combinaisons d'actions

	Volée [KN/ml]	Palier [KN/ml]
E.L.U	$P_{v1u} = 1.35G + 1.5Q = 14.59$	$P_{pu} = 1.35G + 1.5Q = 10.70$
	$P_{v2u} = 1.35G + 1.5Q = 14.20$	
E.L.S	$P_{v2ser} = G + Q = 10.53$	$P_{pser} = G + Q = 7.65$
	$P_{v2ser} = G + Q = 10.42$	

b. Sollicitations de calcul

La modélisation de la volée A est illustrée dans la figure suivante :

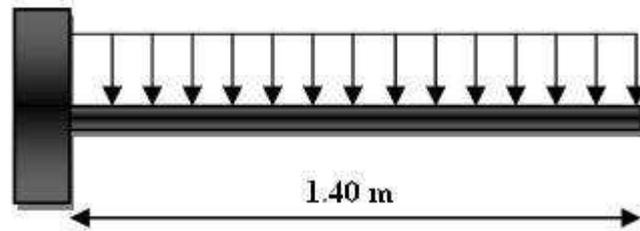


Fig. III.5. Schéma statique de la volée A

Les diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants calculés à l'ELU et à l'ELS à l'aide du logiciel RDM 6 sont donnés dans le tableau suivant

Efforts	ELU	ELS
M	 14.74 kN.m	 10.64 kN.m
T	 20.05 kN	 15.20 kN

c. Calcul du ferrailage

La section dangereuse est celle de l'encastrement, elle a pour dimensions **1 m** de largeur et **0.13 m** de hauteur avec un enrobage d'aciers de **0.02 m**, les fissurations sont considérées comme étant préjudiciables, les résultats de ferrailage sont donnés dans le tableau suivant :

Section	σ_b [MPa]	σ_s [MPa]	$A_{s, sup}$ [cm ²]	$A_{s, inf}$ [cm ²]
Appui	14.167	347.826	4.170	0.000

Tab .III.3. Résultats du calcul du ferrailage de la volée A

Le diamètre des barres des armatures principales ne doit pas dépasser un dixième de la hauteur de la paillasse, avec un espacement $e \leq \max \{33 \text{ cm}, 3 * \text{épaisseur}\}$. Donc le ferrailage à adopter pour la volée A est **4HA12/ml** (4.52 cm^2), des armatures de répartition seront prévues, avec une section au moins égale au quart des armatures principales, ce qui nous donne des barres **4HA8/m**.

d. vérification au cisaillement

$$\tau_u = 0.171 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 2.5 \text{ MPa}$$

Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

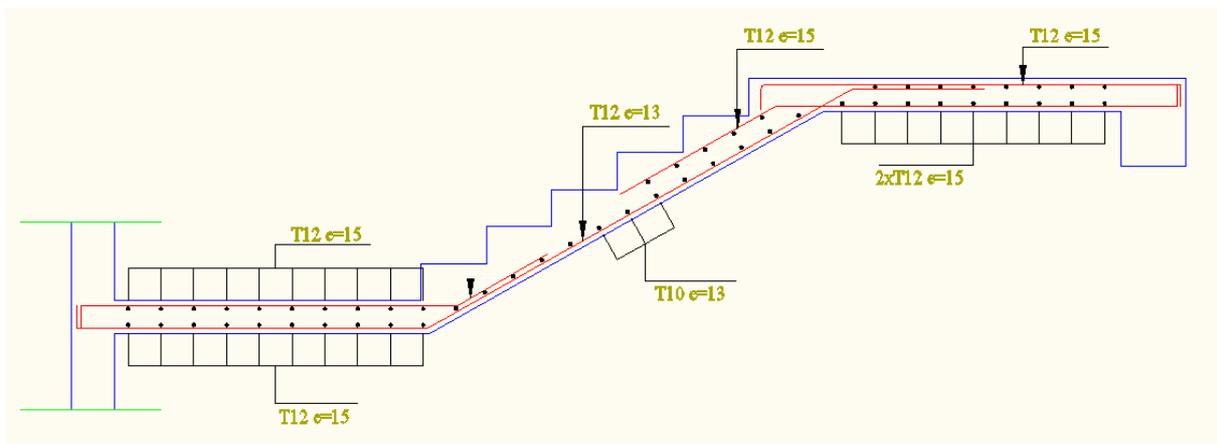


Fig. III.6. Ferrailage des escaliers courants

III.3.3. Palier

a. Combinaison des charges

Les combinaisons de charges à considérer sont réunies dans le tableau suivant :

Charge	G[kN/m]	Q[kN/m]	ELU (1.35G + 1.5Q)	ELS (G + Q)
Répartie	5.150	2.5	10.70	7.65

Tab III.4. Combinaison des charges du palier

b. Sollicitations de calcul

La modélisation du palier est illustrée dans la figure suivante :

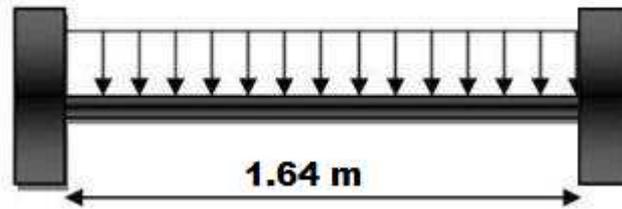


Fig. III.7. Schéma statique du palier

Les diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants calculés à l'ELU et à l'ELS à l'aide du logiciel RDM 6 sont donnés dans le tableau suivant :

Efforts	ELU	ELS
M		
T		

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_o d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0.02$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ pas d'armature comprimée

\Rightarrow domaine 1 , $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$, $\epsilon_s = 10 \%$.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.025 \quad Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.356 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 2.95 \text{ cm}^2$$

c. Vérification au cisaillement

$\tau_{\text{lim}} = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$ (fissuration préjudiciable, $\alpha = 90^\circ$)

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{8.77}{1 \times 0.135} = 0.065 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{\text{ultim}}$ la condition est vérifiée, donc le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

III.4. Planchers à corps creux

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique. La structure étudiée comporte des planchers en corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux). de dimension (16x20x60) cm³, avec une table de compression de 5cm d'épaisseur. Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle;
- La table de compression.

III.4.1. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée (dans notre cas: $L_{\text{max}} = 4\text{m}$) et distancées par la largeur d'un corps creux (hourdis). Leur calcul est associé à celui d'une poutre. continue semi encastrée aux poutres de rives.

Le dimensionnement des poutrelles passe par deux phases :

- Avant le coulage de la table de compression;
- Après le coulage de la table de compression.

a. Première phase (Avant coulage)

Les poutrelles sont considérées comme des poutres isostatiques, de section rectangulaire (bxh)= (12x4cm²), soumises à leur poids propre, au poids des entrevous et une surcharge concentrée Q appliquée en travée due à la présence d'un ouvrier sur le plancher :

$$Q = \text{Max} (1 \text{ (au milieu de la poutrelle) [kN]} ; 0.5 L_{\text{portée}} [\text{kN/ml}])$$

$$Q = \text{Max} (1 \text{ KN} ; 0,5 \times 4.11) = 2.055 \text{ kN}$$

Les charges permanentes sont données comme suit :

$$\text{Poids propre de poutrelle} : 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml.}$$

Poids propre du corps creux : $0.60 \times 1 = 0.6 \text{ kN/ml}$.

$G = 0.72 \text{ kN/ml}$.

b. Combinaisons d'actions

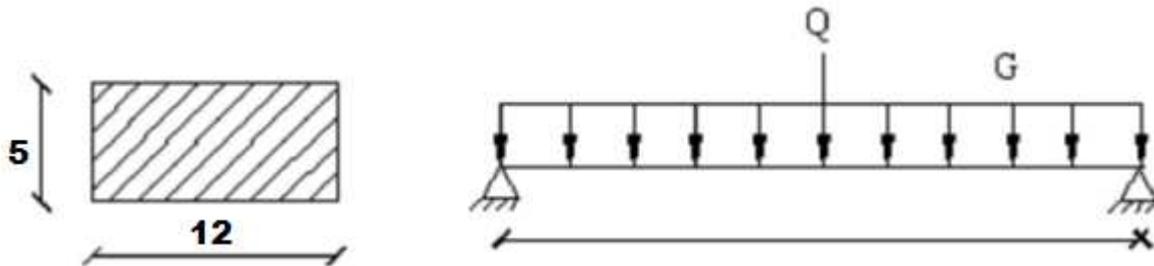


Fig. III.8. Schéma statique d'une poutrelle

Moment fléchissant :

$$MG = G \times L^2 / 8 = 1.52 \text{ kN/ml}$$

$$MQ = Q \times L / 4 = 2.11 \text{ kN/ml}$$

$$\text{à ELU : } M_u = 1.35 MG + 1.5 MQ = 5.22 \text{ kN/ml}$$

$$\text{à ELS : } M_s = MG + MQ = 3.63 \text{ kN/ml}$$

c. Sollicitations de calcul

Moment max en travée [kN.m]		Effort tranchant max en appui [kN]	
ELU	ELS	ELU	ELS
5.22	3.63	3.43	2.44

Tab .III.5. Sollicitations combinées de calcul des poutrelles.

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bu} ;$$

$$\mu = 5.22 \times 10^{-3} / 0.12 \times 0.036^2 \times 14.17$$

$$\mu = 2.36 > \mu_{lim} = 0.39 \ll \text{Les armatures comprimées A' sont nécessaires} \gg$$

Comme la section est d'une très faible hauteur, il est impossible d'introduire des armatures de compression. La seule solution est de diminuer le moment par une diminution de la portée. Pour ce faire, il est impératif de prévoir des étais.

Les étais seront disposés de telle façon à diminuer les sollicitations, donc à annuler les armatures comprimées telle que leur espacement L_{max} est calculé comme suit

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bu} \leq \mu_{lim} = 0.39$$

Avec :

$$M_u = 1.35 (G \times L_{max}^2 / 8) + 1.5 (Q \times L_{max} / 4)$$

L'inégalité (IV-1) s'écrit :

$$1.35 (G \times L^2_{\max}/8) + 1.5 (Q \times L_{\max}/4) \leq \mu_{\text{lim}} \times b d^2 f_{bu}$$

AN : on trouve : $L_{\max} = 0.96$ m. Donc, pour une travée, 4 étayements sont nécessaires.

d. Après coulage

Après bétonnage, la section transversale des poutrelles devient une section en T avec talon la surface du plancher qui revient à chaque poutrelle est une bande de largeur 0,60m.

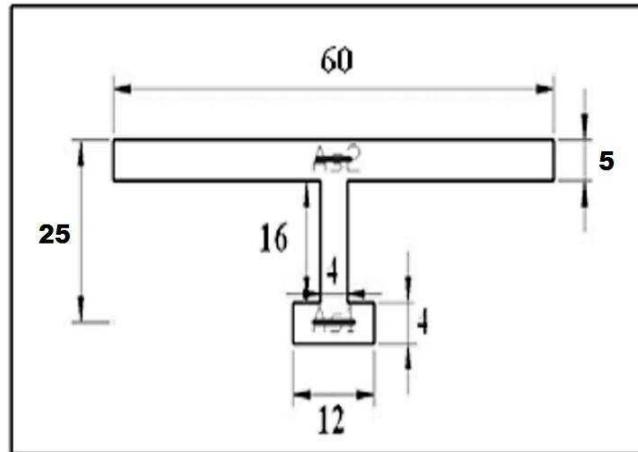


Fig. III.9. Section de calcul des poutrelles après coulage.

Deux trois de poutres continues sont à envisager :

- 4 travées
- 6 travées
- 9 travées.

e. Combinaisons d'actions

Niveau	G	Q	1.35G+1.5Q	G+Q
Terrasse	6.88	1	10.79	7.88
Niveau courant	5.65	1.5	9.87	7.15

Tab .III.6. Actions de calcul des poutrelles après coulage

Les actions à prendre pour le calcul sont les plus défavorables.

On va prévoir un seul type de poutrelles

Donc, la poutrelle sera sollicitée par une charge uniformément répartie :

$$P_u = 10.79 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s = 7.88 \text{ KN/ml.}$$

f. Sollicitations de calcul.

Après avoir évalué les sollicitations de calcul on va utiliser le logiciel de calcul de poutres

continues RDM 6. Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Type	Sollicitations		Valeur max	Diagrammes
4travées	ELU	Moment D'appui [kN.m]	17.03	
		Moment En travée [kN.m]	13.08	
		Effort Tranchant D'appui [kN]	25.49	
	ELS	Moment D'appui [kN.m]	12.43	
		Moment En travée [kN.m]	9.55	
	4travées	ELS	Effort Tranchant D'appui [kN]	18.62

6travées	ELU	Moment D'appui [kN.m]	15.93	
		Moment En travée [kN.m]	9.51	
	ELS	Effort Tranchant D'appui [kN]	23.43	
		Moment D'appui [kN.m]	11.63	
	ELS	Moment En travée [kN.m]	6.95	
		Effort Tranchant D'appui [kN]	17.11	

9travées	ELU	Moment D'appui [kN.m]	21.72	
		Moment En travée [kN.m]	16.45	
	ELS	Effort Tranchant D'appui [kN]	28.7	
		Moment D'appui [kN.m]	15.86	
	ELS	Moment En travée [kN.m]	12.01	
		Effort Tranchant D'appui [kN]	20.96	

Tab .III.7. Sollicitation de calcul des poutrelles après coulage

III.4.2. calcul du ferrailage

III.4.2.1. Armatures longitudinales

Puisque les poutrelles ne sont pas exposées aux intempéries, le calcul se fera à l'ELU seulement. (La fissuration est considérée comme peu préjudiciable).

Les résultats sont donnée par le logiciel SOCOTEC comme suit :

type	position	M _{ELU}	As [cm ²]	Armatures Sup [cm ²]	Armatures Inf [cm ²]
4 travées	Appui	-17.03	1.53	2HA10	0
	Travée	13.08	1.17	0	/
6 travées	Appui	-15.93	1.43	2HA10	0
	Travée	9.51	0.84	0	/
9 travées	Appui	-21.17	1.91	2HA12	0
	Travée	16.45	1.47	0	/

Tab .III.8. Ferrailages des poutrelles.

III.4.2.2. Armatures transversales.

En adoptant une section d'armature transversale égale à 2Φ6 avec une inclinaison de 90° et Un espacement S_t déterminé par la formule suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_{st} \times f_{su}}{(\tau_b - \tau_0) \times b}$$

$$\text{Avec : } \tau_b = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{28.7 \times 10^3}{0.12 \times 0.225} = 1.06 \text{ Mpa}$$

$$\tau_0 = 0.3 \times f_{tj} \times k$$

$$\tau_0 = 0.63 \text{ Mpa}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times 0.57 \times 10^{-4} \times 348}{(1.06 - 0.63) \times 0.12} = 0.346 \text{ m}$$

On prend un espacement S_t = 20 cm.

III.4.2.3. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

$$V_u \leq \frac{0.8 \times b_0 \times 0.9 \times d \times f_{c28}}{2 \times \gamma_b} = \frac{0.8 \times 12 \times 0.9 \times 22.5 \times 25 \times 100}{2 \times 1.5} = 162000 \text{ N}$$

$$V_u = 28700 \text{ N} \leq 162000 \text{ N}$$

Au droit d'appui simple, la section « A » des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e} = 1.15 \frac{0.0287}{400} = 0.825 \cdot 10^{-4}$$

$$A = 1.91 \text{ cm}^2 \geq 0.825 \text{ cm}^2$$

III.5. Balcons

Les balcons dans notre bâtiment sont des portes à faux, donc des dalles appuyées sur un seul côté (encastrement) ils seront donc calculés comme étant des poutres consoles.

a. Combinaison des charges

Les combinaisons de charges à considérer sont réunies dans le tableau suivant :

Charge	G	Q	ELU (1.35G + 1.5Q)	ELS (G + Q)
Répartie	6.43 kN/m	1.5 kN/m	10.93 kN/m	7.93 kN/m
Concentré	3.5 kN	0.00 kN	4.725 kN	3.5 kN

Tab .III.9. Combinaison des charges du balcon

b. Sollicitations de calcul

La modélisation du palier est illustrée dans la figure suivante :

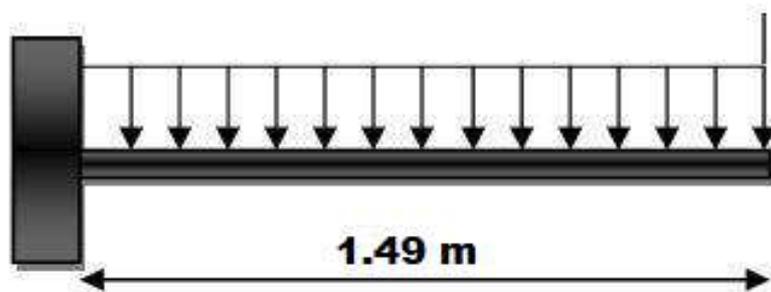
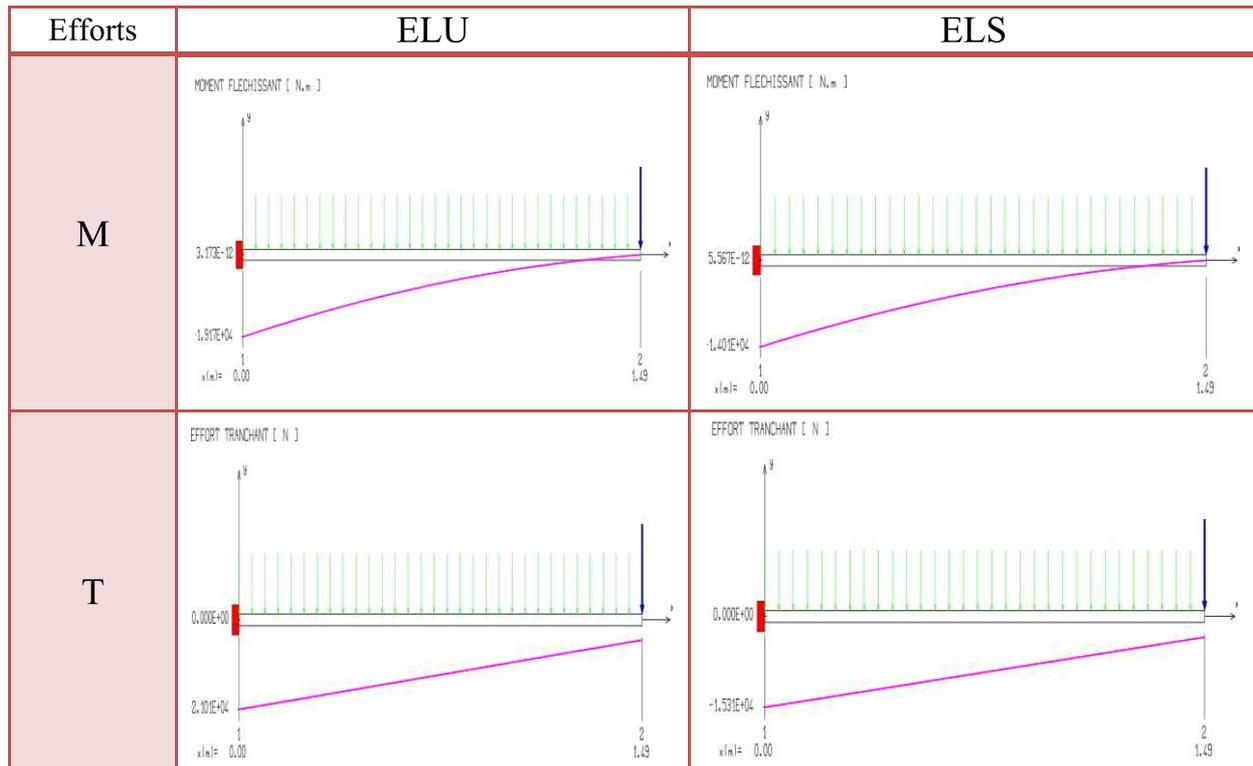


Fig. III.10. Schéma statique du balcon

Les diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants calculés à l'ELU et à l'ELS à l'aide du logiciel RDM 6 sont donnés dans le tableau suivant :



Tab .III.10. Diagrammes des efforts du balcon

c. Calcul du ferrailage

a section dangereuse est celle de l'encastrement, elle a pour dimensions **3.2 m** de largeur et **0.13 m** de hauteur avec un enrobage d'aciers de **0.02 m**, les fissurations sont considérées comme étant préjudiciables, les résultats de ferrailage sont donnés dans le tableau suivant :

Section	σ_b [MPa]	σ_s [MPa]	$A_{s, \text{sup}}$ [cm ²]	$A_{s, \text{inf}}$ [cm ²]
Appui	14.167	347.826	5.10	0.00

Tab . III.11. Résultats du calcul du ferrailage du balcon

Le ferrailage à adopter pour le palier est **5HA12** (5.65 cm²), avec **4HA8/ml** comme armatures de répartition.

d. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = 0.059 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

On obtient donc le schéma de ferrailage suivant :

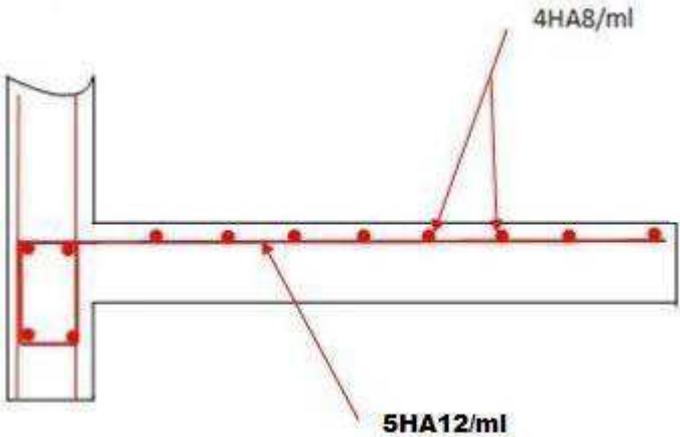


Fig. III.11. Le ferrailage du balcon

Chapitre V

Ferraillage des éléments structuraux

IV.1.Introduction

Le risque de tremblement de terre a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquelles de mouvements du sol. aussi les mesures de protection contre ce phénomène se sont-elles d'abord concentrées sur la gestion des catastrophes. Certes, des propositions relatives au mode de construction avaient déjà été émises au début du 20^{ème} siècle, mais c'est au cours des dernières décennies que des recherches toujours plus nombreuses et pointues ont révélé comment réduire efficacement la vulnérabilité des ouvrages aux séismes. L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse. Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles figurent :

- **Modélisation en masses concentrées :**

Dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations (discontinuité dans le système structurel, irrégularités).

- **Modélisation en éléments finis :**

Dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaie tout l'élément puis toute la structure.

IV.2.Méthodes de calcul

L'analyse d'une structure peut se faire suivant deux méthodes principales, le choix de l'une ou l'autre dépend des caractéristiques de cette dernière (géométriques en particulier), ces méthodes sont :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique qui regroupe :
 - Méthode modale spectrale.
 - Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas, la méthode statique équivalente n'est pas applicable vu que les conditions sur la hauteur et la régularité du bâtiment ne sont pas satisfaites (article 4.1.2 du RPA99), la méthode d'analyse par accélérogrammes nécessite l'intervention de spécialistes. La méthode qui convient dans notre cas et dans tous les cas, est la méthode modale spectrale.

IV.2.1.Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structure ; elle est caractérisée par :

- la définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse de calcul.
- l'hypothèse d'un comportement globalement linéaire de la structure, permettant l'utilisation des modes propres.

La bonne pratique de la méthode spectrale suppose :

- l'établissement d'une bonne modélisation ;
- le choix judicieux des modes à retenir ;
- la connaissance des limites de validité des règles de combinaisons des modes et des composantes, la règle quadratique ne doit pas être considérée comme ayant une valeur universelle.

IV.3. Nombre de modes à considérer

Le nombre de modes de vibration à considérer doit être (selon le RPA99) tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit au moins égale à 90% de la masse totale de la structure.
- On que tous les modes retenus ont une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale.
- Le minimum de modes à retenir est 3.

Dans le cas où les conditions citées ci-dessus ne sont pas observées, le nombre minimal de modes (K) à considérer est donné (selon le RPA99) par les inégalités suivantes :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20 \text{ s}$$

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

Selon la première inégalité. $K \geq 3 \times 3$. donc on prend en premier lieu $K = 10$ et on vérifie la deuxième inégalité après les calculs.

IV.4. Combinaison du mouvement sismique

IV.4.1. Combinaison réponses modales

Les réponses modales-effets élémentaire (déplacements et efforts maximaux) calculées pour différents modes retenus sont combinées de façon à reconstituer l'ensemble des effets du séisme réel.

Le dimensionnement de l'ouvrage doit tenir compte de :

- la multiplicité des directions (x,y,z) d'arrivée d'ondes sismique.
Pour le cas général : les maxima des effets de chaque composante sismique E peuvent être déterminés séparément puis combinés suivant les formule :

$$E = +E_x + 0.3E_y + 0.3E_z$$

$$E = +0.3E_x + E_y + 0.3E_z$$

$$E = +0.3E_x + 0.3E_y + E_z$$

Tel que E_x , E_y , et E_z : désignent les déformations ou sollicitations (divisées par un coefficient de comportement R) dues à chacune des composantes horizontales et vertical respectivement E est l'effet de l'action résultante.

- multiplicité des modes de l'oscillateur constitué par l'ouvrage.
- A ce stade, pour chaque paramètre de dimensionnement (moment de flexion, effort normal, effort tranchant) et pour chaque paramètre de contrôle (rotation, déplacements), la valeur retenue est le maximum (puisque déterminée à partir de spectres de réponses) observé

en parcourant la gamme des modules de sol. puisque il s'agit de réponse vibratoire, on doit envisager la possibilité d'un changement de signe de l'ensemble des paramètres.

Ainsi, on se confronte au problème de la combinaison des réponses des modes retenus.

Différentes méthodes peuvent être adoptées pour effectuer cette combinaison pour une direction sismique.

IV.4.2. Analyse modale

Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique :

- La structure est classée en groupe d'usage 2.
- Le site est meuble, donc le sol est de catégorie S3.
- L'ouvrage se trouve dans une zone III (zone de forte sismicité).
- La structure à 33.61 m de hauteur.
- Le système structural est constitué de portiques contreventés par des voiles en béton armé, donc le pourcentage d'amortissement critique $\xi = 10\%$.
- La composante verticale de la force sismique n'est pas considérée vu l'absence de porte à faux dépassant 1.5 m de portée comme stipulé dans le RPA99

IV.5. Modélisation de la structure

Vu la complexité de la structure de l'ouvrage, l'utilisation de l'outil informatique et des logiciels de calcul des structures s'impose.

L'étude dynamique est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions à l'aide du logiciel SAP2000. (Version V15). Le logiciel permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (matrice de rigidité, déplacement, et effort) à partir d'une modélisation préalable et appropriée.

Pour la modélisation d'une structure; le logiciel SAP2000 préconise plusieurs modèles fondamentaux, et qui utilise une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

Le modèle adopté est encastré à la base et il comporte 10 niveaux :(R+9). Dans ce modèle, on ne modélise que le système structural : poteaux, poutres, et voiles le reste des éléments secondaires (escaliers, balcons...) sont introduits comme charges. Les sources de masse pour l'étude dynamique sont les charges permanentes et les surcharges d'exploitations avec une minoration telle que donnée dans la formule suivante

$$W = G + \beta \times Q$$

Avec :

G : poids propre.

Q : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération

$\beta = 0.2$: structure d'habitation.

IV.5.1. Modélisation des éléments structuraux

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les poteaux, poutres et poutrelles sont modélisés par un élément de type FRAME .
- Les voiles et dalles sont créés par un élément de type SHELL. les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers (cage d'escalier) et les zones flexibles. Leurs disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations des RPA99 version 2003 .
- Les définitions des combinaisons de charges et qui sont les suivantes :

- ✓ ELU : $1,35G + 1,5Q$.
- ✓ ELS : $G + Q$.
- ✓ GQE_x : $G + Q + E_x$.
- ✓ GQE_y : $G + Q + E_y$.
- ✓ $08GE_x$: $0,8G + E_x$.
- ✓ $08GE_y$: $0,8G + E_y$.

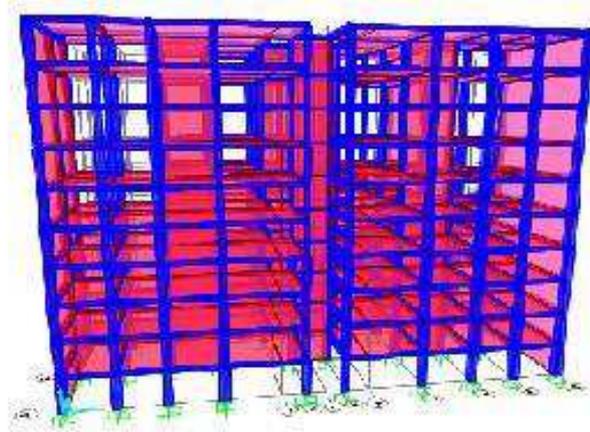


Fig . IV.1. Modèle 3D de la structure

IV.6.Spectre de réponse de calcul

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre (caractéristique de la structure) et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale à un instant donné. Du point de vue génie parasismique, la réponse maximale importe plus que la chronologie détaillée du mouvement dans le temps.

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression (4.13) du RPA99/V2003. Il est obtenu en introduisant les données suivantes :

- Coefficient d'accélération de zone A = 0.25.
- La catégorie de Site : S3.
- Pourcentage d'amortissement critique de la structure $\xi = 10 \%$.
- Coefficient de comportement global de la structure : R= 4.0 (Catégorie A- 4b).
- Facteur de qualité Q =1,25
- Coefficient de pondération des surcharges β : nous retenons pour β la valeur 0.2 (RPA 99 –Tableau 4.5).

L'allure du spectre de réponse est représentée dans la figure

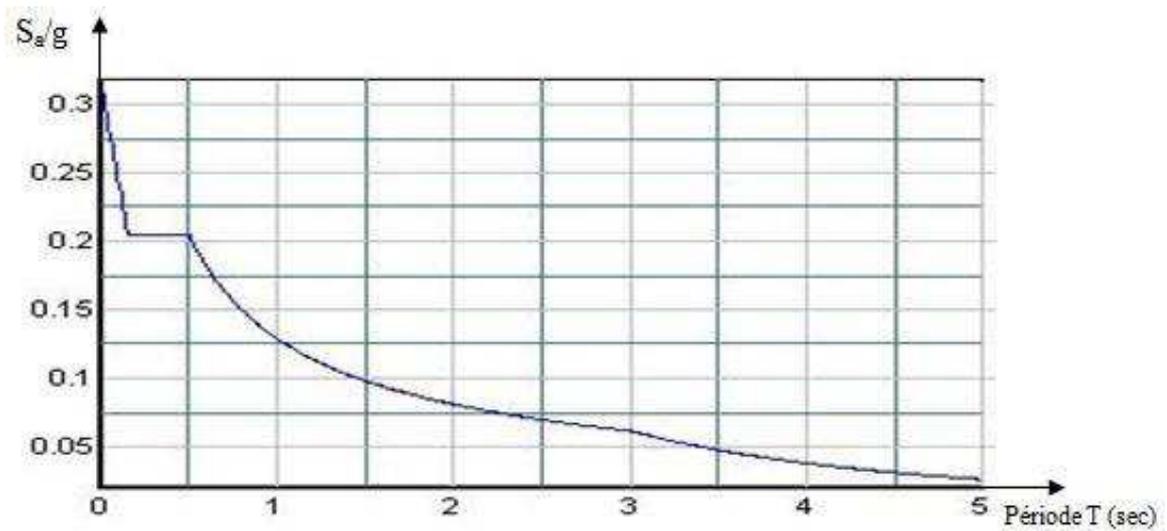


Fig . IV.2. L'allure du spectre de réponse.

Les valeurs du spectre de réponse sont données dans le tableau suivant :

T [s]	Sa/g	T [s]	Sa/g	T [s]	Sa/g
0	0.313	2.1	0.082	3.5	0.05
0.1	0.246	2.2	0.079	3.7	0.046
0.2	0.213	2.3	0.077	3.8	0.044
0.3	0.213	2.4	0.075	4	0.04
0.51	0.21	2.5	0.073	4.1	0.038
0.52	0.208	2.6	0.071	4.2	0.037
0.6	0.189	2.7	0.069	4.3	0.035
0.7	0.17	2.8	0.068	4.37	0.034
0.8	0.156	2.9	0.066	4.45	0.033
0.9	0.144	3	0.065	4.55	0.032
0.91	0.143	3.1	0.061	4.62	0.031
0.92	0.142	3.2	0.058	4.71	0.03
0.93	0.141	3.22	0.057	4.8	0.029
1.9	0.087	3.25	0.056	4.9	0.028
2	0.085	3.3	0.055	5	0.028

Tab . IV.1. Valeurs du spectre de réponse

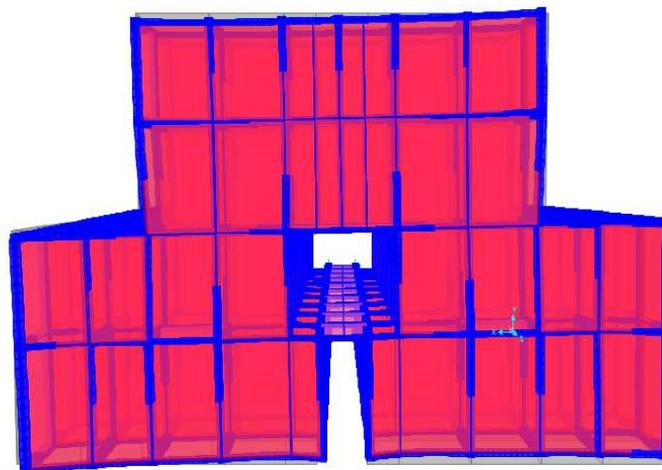
IV.6.1. Caractéristiques dynamiques de la structure

Les tableaux suivants résument toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes considérés

Mode	Période (Sec)	Translation suivant X	Translation suivant Y	Translation suivant Z
1	0.607	0.711	0.0019	0.00000033
2	0.539	0.002	0.6281	0.0000153
3	0.381	0.000063	0.0595	0.0000840
4	0.179	0.156	0.00000016	0.0000010
5	0.140	0.00000334	0.173	0.0004
6	0.095	0.000029	0.00038	0.00133
7	0.090	0.0631	0.00000002	0.000025
8	0.088	0.00000044	0.00028	0.3850
9	0.086	0.00000271	0.04279	0.0023
10	0.083	0.00000108	0.00102	0.2002
11	0.082	0.00037	0.000016	0.00000093

Tab . IV.2. Période et réponse modale.

Les résultats numériques résumés dans le tableau précédent, met clairement en évidence la translation, pour le premier et le deuxième mode, et la torsion pour le troisième mode.



Troisième mode

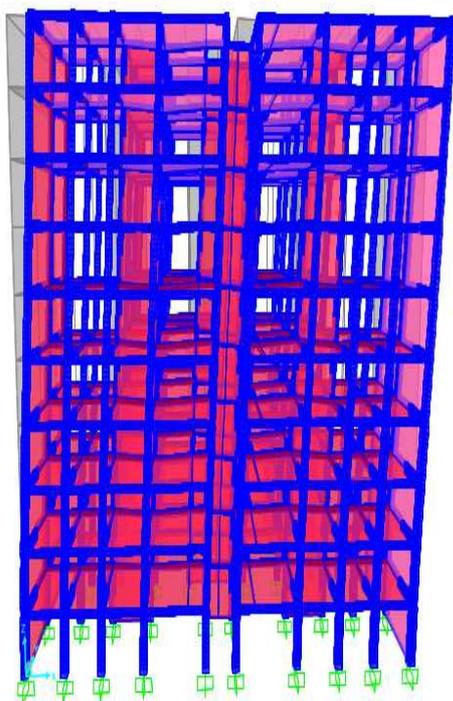


Fig . IV.3. Premier mode

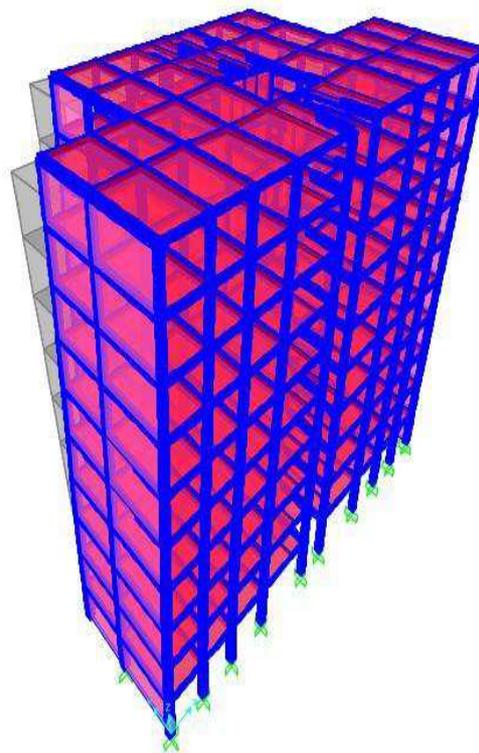


Fig . IV.4. deuxième mode

IV.7.Vérifications

Mode N	% de la masse modale suivant X	% de la masse modale suivant Y	% cumulé de la masse modale suivant X	% cumulé de la masse modale suivant Y
1	0.7078	1.89E-03	0.707876634	1.89E-03
2	1.98E-03	0.6261659	0.709857207	0.628058241
3	6.12E-05	5.86E-02	0.709918452	0.686683501
4	0.15545566	1.54E-07	0.865374112	0.686683655
5	3.27E-06	0.1723230	0.865377382	0.859006726
6	3.71E-05	3.74E-04	0.86541445	0.859380905
7	0.0627896	9.28E-08	0.928204093	0.859380997
8	4.86E-07	2.78E-04	0.928204579	0.859659106
9	1.92E-06	4.27E-02	0.928206503	0.902337656
10	1.05E-06	9.14E-04	0.928207557	0.903251284
11	9.80E-05	8.88E-08	0.928305554	0.903251373

Tab . IV.3. Participation des masses modales effectives.

En règle générale, l'analyse dynamique reste la meilleure méthode pour obtenir d'une manière plus exacte la répartition des charges sismiques dans les bâtiments irréguliers soumis à des charges latérales.

IV.7.1. Vérification de la période

$$T \text{ (sec) empirique} = \min \left(Ct. h_n^{3/4}; \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}} \right)$$

$$\text{Donc : } T \text{ (sec) empirique} = \min \left(0.05 * 33.62^{3/4}; \frac{0.09*33.62}{\sqrt{22}} \right)$$

$$T \text{ (sec) empirique} = \min (0.69 , 0.64)$$

$$T = 0.64$$

La valeur de la période numérique (donnée par SAP2000) doit vérifier la condition de [L'article 4.2.4.4] du RPA/2003.

Le règlement exige que la période numérique ne doit pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30%

$$\text{Avec : } T \text{ numérique} = 0.607 \text{ sec} < 1.3 \times 0.64$$

$$T \text{ numérique} = 0.6716 \text{ sec} < 0.83 \text{ sec. (La condition est donc vérifiée).}$$

IV.7.2. Vérification de la résultante des forces sismiques

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être au moins égale à 80% de celle calculée par la méthode statique équivalente V . dans le cas contraire, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces,

déplacements, moments,...) par le rapport $\frac{V_t}{0.8V}$

L'effort tranchant à la base qu'il faut considérer est donc donné par la formule suivante

$$V_t = \frac{0.8V}{V_t} V_t$$

Le calcul de la charge sismique à la base du bâtiment par la méthode statique est donné par la formule suivante

$$V = \frac{ADQ}{R} * W$$

- A : coefficient d'accélération de zone
- D : facteur d'amplification dynamique moyen (en fonction de la période fondamentale et de l'amortissement du bâtiment)

$$D = 2.5 \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}, \text{ avec : } T_2 = 0.5 (\text{sol } S_3); \text{ et } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$$

$$D = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{0.539}{0.64} \right)^{2/3}$$

$$D = 1.96$$

- Q : facteur de qualité
- R : coefficient de comportement.

- W : poids du bâtiment

A	D	Q	R	W(kN)	T(s)	V(kN)
0.25	1.86	1.25	4	73790.458	0.539	10722.67

Tab . IV.4. Calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente.

Les tableaux suivants résument les résultats des efforts ainsi que la vérification citée ci-dessus.

Spectre	Fx (KN)	Fy (KN)
Ex	8096.556	444.214
Ey	444.214	8881.87

Tab . IV.5. Efforts tranchant à la base

	Vmax [kN]	0.8 Vmax [kN]	Vt [kN]		0.8V < Vt	
			FX	FY	X	Y
Effort tranchant à la base	10722.67	8078.14	8096.556	8881.87	vérifié	vérifié

Tab . IV.6. Vérification de la valeur de l'effort tranchant.

IV.7.3. Vérification de la participation des éléments résistants au contreventement.

Pour un système de contreventement en voiles, les voiles doivent reprendre en plus de la charge sismique horizontale, au plus 20 % de la charge verticale. Cette vérification est résumée dans le tableau suivant.

Élément	Effort tranchant repris [kN]	Effort vertical repris [kN]	% d'effort tranchant repris [kN]	% d'effort vertical repris [kN]	Effort vertical total à la base [kN]	Effort tranchant total à la base max [kN]
Poteaux	1284.31	59917.94	14.46	81.2	73790.458	8881.87
Voiles	7597.55	13872.606	85.54	18.80		

Tab . IV.7. Vérification de la valeur de l'effort tranchant.

IV.8. Vérification des déplacements latéraux inter- étages

On détermine les sollicitations par les combinaisons suivantes :

- G+Q+EX
- 0,8G+EX;
- G+Q+EY
- 0,8G+EY

En effet, [RPA], l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta k_{\max} \leq \Delta k_{\text{abs}}$

Ou :

- $\Delta k_{\text{abs}} = 0.01 h_k$; dont h_k est la hauteur de l'étage « k »
- $\Delta k_{\max} = \sqrt{(\Delta k_x)^2 + (\Delta k_y)^2}$
- $\Delta k_x = (\Delta k) \times - (\Delta k_{-1}) \times$

Δk_x : déplacement horizontal relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y, Δk_y).

Avec :

$$(\Delta k)_x = R (\Delta e k)_x ; \quad \text{et} \quad (\Delta k)_y = R (\Delta e k)_y$$

$(\Delta e k)_x$; $(\Delta e k)_y$: déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion qui est pris par le logiciel) et cela dans les deux sens (x et y).

En considérant la combinaison (G+Q+E) (justification vis-à-vis de la déformation) ; cette combinaison représente, le cas le plus défavorable pour notre structure.

Niveau	$(\Delta e k)_x$ (cm)	$(\Delta e k)_y$ (cm)	Δk_x (cm)	Δk_y (cm)	Δk_{\max} (cm)	Δk_{abs} (cm)	observations
10	2.94	3.33	0.56	1.48	1.58240324	3	Vérifié
9	2.80	2.96	1.64	0.44	1.69799882	3	Vérifié
8	2.39	2.85	1.32	4.08	4.28821641	3	N Vérifié
7	2.06	1.83	2.8	2.96	4.07450611	3	N Vérifié
6	1.36	1.09	2.8	2.52	3.76701473	3	N Vérifié
5	0.66	0.46	0.72	0.44	0.84380092	3	Vérifié
4	0.48	0.35	0.76	0.24	0.79699435	3	Vérifié
3	0.29	0.29	0.64	0.24	0.6835203	3	Vérifié
2	0.13	0.23	0.4	0.4	0.56568542	3	Vérifié
1	0.12	0.13	0.04	0.5	0.50159745	3	Vérifié

Tab . IV.8. Vérifications des déplacements entre- étages.

IV.9. Justification vis à vis de l'effet P-Δ

L'effet P- Δ est un effet de 2ème ordre (non linéaire) qui se produit en chaque structure où les éléments de la structure sont soumis à des charges axiales. C'est un effet associé à l'importance de la charge axiale « P » et le déplacement « Δ » L'effet P- Δ est aussi lié à :

- L'importance de la charge axiale P ;
 - La rigidité ou la souplesse de la structure dans l'ensemble ;
 - La souplesse des différents éléments de la structure.
- Les effets de P-Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : P_k, Δ_k, V_k, h_k

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

-Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$: 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 1er ordre par

le facteur : $\frac{1}{1 - \theta_k}$

-Si $\theta_k > 0.2$: la structure est instable et doit être redimensionnée.

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.
- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k où : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Le tableau qui suit nous donne les valeurs des différents paramètres de la justification de

Niveau	H_k (m)	P_k (KN)	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δk_x (cm)	V_k (KN)	θ	Δk_y (cm)	V_k (KN)	θ
10	3	7479.5	0.56	473.91	0.029	1.48	592.17	0.062
9	3	14758.29	1.64	1619.39	0.049	0.44	2171.16	0.009
8	3	22137.5	1.32	3058.77	0.031	4.08	3355.41	0.089
7	3	29515.6	2.8	4318.23	0.063	2.96	4737.03	0.061
6	3	36895.65	2.8	5397.73	0.063	2.52	5921.28	0.052
5	3	44274.07	0.72	6297.33	0.016	0.44	6908.15	0.009
4	3	51653.43	0.76	7017.02	0.018	0.24	7697.64	0.005
3	3	59031.03	0.64	7556.79	0.016	0.24	8289.76	0.005
2	3	66411.12	0.4	7916.63	0.011	0.4	8684.5	0.010
1	3	73790.45	0.04	8096.556	0.001	0.5	8881.87	0.013

Tab . IV.9. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ

$\Delta k < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P – Δ dans le calcul des éléments structuraux.

V.10. Justifications vis à vis de l'équilibre d'ensemble

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement, dus aux cas les plus défavorables des sollicitations.

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, on doit vérifier la condition suivante :

$$M_S / M_R = ?$$

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.50$$

$$\bullet \quad M_{s/o} = \begin{cases} M_{sx} / o = W \times X_0 \\ M_{sy} / o = W \times Y_0 \end{cases}$$

$$\bullet \quad M_R = \sum F_i \times h_i$$

- M_S : moment stabilisant
- M_R : moment renversant dû à l'effort sismique
- (X_0, Y_0) : coordonnées du centre de gravité par rapport au point de la base.
- W : Poids du bâtiment.
- F_i : Force sismique de niveau i
- h_i : hauteur du niveau i

Le moment de renversement induit par l'action sismique sera calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation

Niveau	F _x	F _y
10	473.91	592.17
9	1619.39	2171.16
8	3058.77	3355.41
7	4318.23	4737.03
6	5397.73	5921.28
5	6297.33	6908.15
4	7017.02	7697.64
3	7556.79	8289.76
2	7916.63	8684.5
1	8096.556	8881.87

Tab . IV.10. Valeur des forces sismique

	W structure [kN]	Dimension (X ₀ , Y ₀) [m]	M Stabilisant [kN.m]	M Renversant [kN.m]	MS / MR
Suivant X	73790.458	16.45	1213853.034	155257.068	6.18
Suivant Y		8.53	629432.606	171716.91	3.66

Tab . IV.11. Vérification de la stabilité au renversement à la base

Le bâtiment est stable suivant X et Y selon les exigences du RPA/2003, donc il n'y a pas de risque de renversement.

IV.11.Conclusion

L'étude dynamique effectuée par le logiciel SAP 2000/V11 à montrer que :

- Les modes de translation avaient une prépondérance pour le sens X ; et il fallait considérer 11 modes de vibration, pour réaliser 90 % de participation de la masse, suivant le sens Y.
- La structure vérifie les exigences imposées par le règlement, mais cela ne veut pas dire qu'on a la sécurité absolue envers le séisme, puisque la structure est dimensionnée à un risque normal ; et que les propriétés local du sol, la géométrie de la fondation, la profondeur de l'ancrage , la stratification du sol, ainsi que la distance séparent deux structure adjacentes jouent un rôle déterminant dans le comportement vibratoire de la structure.

Chapitre IV

Etude dynamique

V.1.Introduction

Connaissant les sollicitations aux quelles sont soumises les différents éléments structuraux de notre ouvrage, Il devient possible de procéder à leurs ferrailage.

Il s'effectuera selon le règlement BAEL.91, les règles C.B.A.93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ 2003).

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Il concerne les poteaux, poutres, et les voiles.

Afin d'assurer une sécurité à un risque normal, les règles adoptent des combinaisons d'actions qui varient dans le sens le plus défavorable, et dont les actions atteignent des intensités qui génèrent des efforts les plus sollicitant pour la structure. Les objectifs ainsi visés sont pour d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques.

V.2.Ferrailage des poteaux

Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

Le ferrailage des poteaux s'effectue suivant trois cas suivants :

- 1^{er} cas N_{\max} → M correspondant
- 2^{ème} cas M_{\max} → N correspondant
- 3^{ème} cas N_{\min} → M correspondant

V.2.1.Combinaisons des charges

- **Selon BAEL 91.E.L.U : Situation durable.**

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

- **Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle.**

$$G + Q \pm E \quad \text{RPA 99 (=> Contrainte dans le béton) (E.L.U situation accidentelle).}$$

$$0,8 G \pm E \quad \text{RPA 99 (Ferrailage => Contrainte dans les aciers) (E.L.U situation accidentelle).}$$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

V.2.2.Recommandation de l'RPA 99/Version 2003

- **Armatures longitudinales**

Leur pourcentage minimal est de :

$$A_{\min} = A_s > 0,9\% b.h \text{ (zone III)}$$

Leur pourcentage maximal est de :

$$A_{\max} = \frac{A_s}{b.h} < 3\% \text{ en zone courante}$$

$$A_{\max} = \frac{A_s}{b.h} < 3\% \text{ en zone recouvrement}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de $50 \Phi_L$;
- La distance entre les barres verticales dans une face ne doit pas dépasser 20cm ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante RPA99 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e}$$

Avec :

- V_U : effort tranchant.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- S_t : espacement des armatures transversales.
- ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si l'élançement géométrique (λ_g) dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5.

$\rho_a = 3,75$ dans le cas contraire.

- h : hauteur totale de la section brute.

Les résultats des efforts internes et le ferrailage des poteaux pour toutes les combinaisons, donnés par le logiciel SAP2000 sont résumés dans les tableaux qui suivent :

V.2.4.Poteau isolé (non adhérent au voile)

○ ELU 1,35 G+1,5Q

Niveau	N _{max} [kN]	M _{cor} [kNm]	M _{max} [kNm]	N _{corr} [kN]	N _{min} [kN]	M _{cor} [kNm]	T _{max} [kN]
RDC	2663.11	7.4097	47.315	1918.663	1479.33	11.0567	1.95
1-2-3	2297.70	14.77	60.45	1319.31	967.55	39.60	0.60
4-5-6	1396.06	7.13	60.21	722.81	530.40	53.58	0.27
7-8-9	701.52	3.81	73.29	162.78	136.24	54.42	0.30

Tab .V.1 Efforts internes à l'ELU (Situation durable)

○ RPA G+Q±E

Niveau	N _{max} [kN]	M _{cor} [kNm]	M _{max} [kNm]	N _{corr} [kN]	N _{min} [kN]	M _{cor} [kNm]	T _{max} [kN]
RDC	2158.679	79.723	84.4444	1701.369	1091.01	-23.2459	1.423
1-2-3	2009.79	122.28	266.84	597.65	574.46	211.53	0.74
4-5-6	1226.04	-163.72	230.081	427.75	338.08	155.04	0.36
7-8-9	574.68	119.36	154.21	273.81	93.02	31.56	0.46

Tab .V.2 Efforts internes sous G+Q±E (situation accidentelle).

○ RPA 0.8G±E

Niveau	N _{max} [kN]	M _{cor} [kNm]	M _{max} [kNm]	N _{corr} [kN]	N _{min} [kN]	M _{cor} [kNm]	T _{max} [kN]
RDC	1847.526	-118.007	133.29	706.649	689.552	101.1107	1.67
1-2-3	1636.52	-125.58	260.79	423.66	407.98	218.30	0.67
4-5-6	1013.07	166.41	223.14	313.14	251.39	163.57	0.38
7-8-9	473.08	120.53	148.14	207.17	70.43	39.94	0.43

Tab .V.3 Efforts internes sous 0.8G±E (situation accidentelle).

V.2.5.Poteau adhérent au voile

○ ELU 1,35 G+1,5Q

Niveau	N _{max} [kN]	M _{cor} [kNm]	M _{max} [kNm]	N _{corr} [kN]	N _{min} [kN]	M _{cor} [kNm]	T _{max} [kN]
RDC	3253.99	8.94	34.12	1851.77	291.48	2.18	1.39
1-2-3	1828.37	-15.78	39.38	665.65	52.17	4.84	0.97
4-5-6	950.06	4.20	50.86	356.69	139.40	22.02	0.37
7-8-9	407	0.19	59.33	89.25	18.34	26.72	0.3

Tab .V.4 Efforts internes à l'ELU (Situation durable)

○ RPA G+Q±E

Niveau	N _{max} [kN]	M _{cor} [kNm]	M _{max} [kNm]	N _{corr} [kN]	N _{min} [kN]	M _{cor} [kNm]	T _{max} [kN]
RDC	5233.12	89.49	102.63	640.02	446.98	25.06	1.44
1-2-3	3072.39	43.04	104.57	400.45	357.12	31.44	1.04
4-5-6	1077.14	47.57	1.95	204.50	56.48	56.56	0.45
7-8-9	534.23	20.99	95.15	81.38	61.31	22.72	0.41

Tab .V.5 Efforts internes sous G+Q±E (situation accidentelle).

○ RPA 0.8G±E

Niveau	N _{max} [kN]	M _{cor} [kNm]	M _{max} [kNm]	N _{corr} [kN]	N _{min} [kN]	M _{cor} [kNm]	T _{max} [kN]
RDC	4629.95	91.81	100.91	1071.73	1050.15	44.78	1.3
1-2-3	2735.15	46.40	99.02	734.11	251.90	33.64	0.92
4-5-6	916.59	47.04	93.15	150.16	28.4	44.2	0.4
7-8-9	476.66	21.25	76.78	116.91	46.69	22.34	0.37

Tab .V.6 Efforts internes sous 0.8G±E (situation accidentelle).

V.2.6. Ferrailage adoptés pour les poteaux.

Les armatures longitudinales obtenues pour les différents types de poteaux sont récapitulées dans le tableau suivant :

Niveau	Section cm ²	As cm ²	Asc cm ²	Asmin cm ²	As adoptée cm ²	Choix des barres
RDC	55X55	0	0	27.22	28.63	8HA16+4HA20
1-2-3	50X50	0	0	22.5	24.11	12HA16
4-5-6	45X45	0	0	18.22	18.85	6HA20
7-8-9	40X40	4.03	0	14.4	16.08	8HA16

Tab .V.7 Les résultats de ferrailage des poteaux adhérents et non adhérents au voile.

On constate que le ferrailage des poteaux est donné par la section minimale exigée par le R.PA/V2003.

V.2.7. Vérification de la condition de non fragilité.

$$A_{s \min} > \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 2.7 \text{ cm}^2, \text{ la condition est largement vérifiée.}$$

V.2.8. Armatures transversales

Les calculs sont établis pour l'effort tranchant maximum, pour chaque niveau, et les résultats sont généralisés, dans le tableau ci-dessous, pour tous les poteaux.

V.2.9. Vérification de la contrainte de cisaillement : « τ »

- $\tau = \frac{V}{b \cdot d}$
- $\tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$
- $\tau_{ult} = \min \{0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$

Niveau	V _{max} kN	τ MPa	τ_{bu} MPa	τ_{ult} MPa
RDC	13.50	0.05	1.875	3.25
1-2-3	31.29	0.14	1.875	3.25
4-5-6	25.84	0.15	1.875	3.25
7-8-9	23.04	0.16	1.875	3.25

Tab .V.8 Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Les conditions sont vérifiées, pour tous les niveaux.

La section d'armature transversale A_t , dans les poteaux, est donnée par :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e}$$

- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant donné en fonction de l'élançement géométrique λ_g , tel que :

$\rho_a = 2,5$ si (λ_g) dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5.

$\rho_a = 3,75$ dans le cas contraire.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7 \cdot h_e}{b/\sqrt{12}}$$

$$\lambda_g = \frac{0,7 \cdot h_e}{b/\sqrt{12}} = 13,22 > 5$$

Donc: $\rho_a = 2,5$

- S_t : Espacement des armatures transversales dont la valeur maximale est donnée par :

En zone nodale : $S_t \leq 10\text{cm}$, on prend $S_t = 10\text{cm}$

En zone courante : $S_t = \min \{b/2, h/2, 10\Phi_1\} = 20\text{cm}$, on prend $S_t = 15\text{cm}$

Φ_1 : diamètre minimale des armatures longitudinales des poteaux ($\Phi_1 = 20\text{mm}$).

Zone courante

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h \cdot f_e}$$

$$A_t = 0,42 \text{ cm}^2$$

Le diamètre des armatures transversales est donné par : $\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3}$

φ_l : diamètre maximal (le plus grand) des armatures longitudinales : $\varphi_{t\min} \geq 8\text{mm}$

On adopte **$A_t = 2\text{HA}8$ (1 cadre+étier)**

Zone nodale

On adopte **$A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$ (2 U superposés de HA8)**

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° , ayant une longueur de $10 \Phi_t$. Soit $l = 8\text{cm}$.

La quantité d'armatures transversales minimale ($A_t / S_t \times b$) en % est donnée

comme suit : $\lambda_g > 5$, donc : $\frac{A_t}{S_t \cdot b_l} = 0,36 \% > 0,3\%$

Dispositions constructives.

a. Longueur de recouvrement.

Selon le RPA99 la longueur de recouvrement est :

$$L_r = 50 \cdot \Phi_{L_{\max}}$$

Pour le RDC : $\Phi_{L_{\max}} = 20\text{mm} \Rightarrow L_r = 100 \text{ cm}$.

b. La zone nodale.

Les dimensions de la zone nodale sont :

$$h' = \text{Max.} (h_e/6 ; b_1 ; 60\text{cm}) = \text{Max} (50 \text{ cm} ; 55 \text{ cm} ; 60\text{cm})$$

Soit : $h' = 60 \text{ cm}$ pour le RDC

$h' = 60 \text{ cm}$ pour les autres niveaux

$L' = 2 \times h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$. Dans le sens transversal.

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$. Dans le sens longitudinal.

Les résultats du ferrailage transversal pour les autres niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm)	Barres (transversale)		longueur de la zone nodale (cm)	St (cm)	
		zone nodale	zone courante	L'	zone courante	zone nodale
RDC	55x55	4HA8	2HA8	90	15	10
1-2-3	50x50	4HA8	2HA8	70	15	10
4-5-6	45x45	4HA8	2HA8	70	15	10
7-8-9	40x40	4HA8	2HA8	70	15	10

Tab .V.9 Les résultats de ferrailage transversale des poteaux.

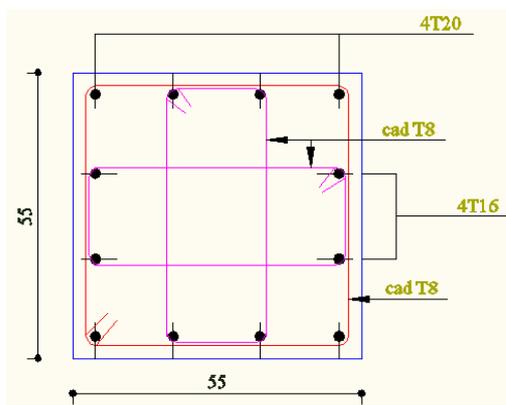


Fig. V.1. Ferrailage des poteaux du R.D.C

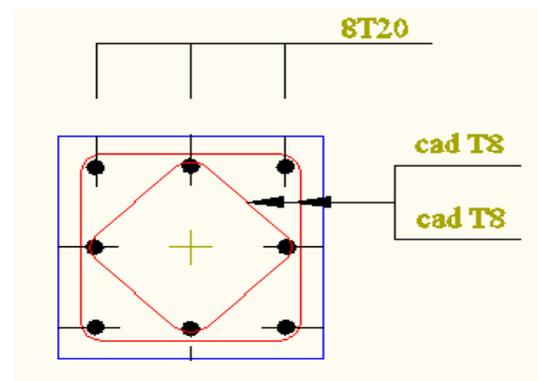


Fig. V.2. Ferrailage des poteaux des 1er, 2ème, et 3ème niveaux.

V.3.Ferrailage des poutres.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple. Leurs ferrailages sont obtenus sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

- **Situation durable :** $\gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$
 $\gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bu} = 14.7 \text{ MPa}$
- **Situation accidentelle :** $\gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$
 $\gamma_b = 1.15 \Rightarrow f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$

V.3.1.Combinaisons des charges.

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

- selon CBA 93 : E.L.U : $1.35 G + 1.5 Q$
- selon le R.P.A 99 : $G + Q \pm E$ et $0.8G \pm E$

V.3.2.1.Recommandation du RPA99 pour le ferrailage des poutres.

- **Armatures longitudinales.**

- La section minimale des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre est de $A_{min} = 0.5\% . bh$.
- Le pourcentage maximum est de
 4% en zone courante ;
 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimal de recouvrement est de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres /nœuds.
- La longueur minimal de recouvrement est de 50Φ (zone III).
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

- **Armatures transversales. (RPA 7.5.2.2).**

- La quantité des armatures transversales doit vérifier : $A_t = 0.03 S.d$.
- L'espace maximum S_{tmax} entre les armatures transversales :
 - ✓ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : $S_{tmax} = \min (h/4 ; 1.2\phi)$
 - ✓ En dehors de la zone nodale : $S_{tmax} \leq h/2$.

V.3.2.2. Résultats du ferrailage.

- Armatures longitudinales.

Section	solicitation et combinaison		As (cm ²)		Asmin RPA (cm ²)	Ferrailage adopté	
	08G-E	G+Q+E	travée	appuis		travée	appuis
	M travée t.m	M appuis t.m					
Poutre 35x20	2.5	0.1	2.53	0.98	3.5	4HA12	4HA12
Poutre 45x30	4.2	0.3	3.12	0.22	6.75	3HA12+3HA14	3HA12+3HA14

Tab .V.10 Ferrailage longitudinal des poutres.

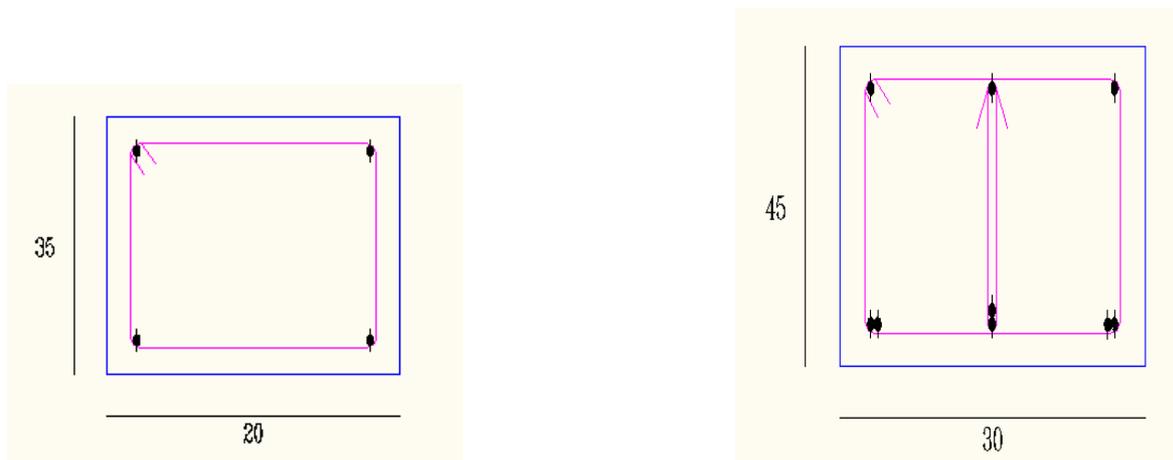


Fig. V.3..Ferrailage des poutres.

V.3.3. Vérifications nécessaires pour les poutres.

a. La condition de non fragilité.

- Poutres principales

$$A_{smin} > \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = 1.45 \text{ cm}^2, \text{ la condition est largement vérifiée.}$$

- Poutres secondaires

$$A_{smin} > \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = 0.72 \text{ cm}^2, \text{ la condition est largement vérifiée.}$$

Les sections adoptées vérifient, également la condition de pourcentage minimum exigé par le RPA99/V2003

b. Armatures transversales.

On considère le cas le plus défavorables :

- $V_{u\max} = 101.44 \text{ KN}$.
 - $\tau_{\max} = \frac{V}{b.d} = \frac{101.44}{0.3 \times 0.40} = 0.83 \text{ MPa}$
 - $\tau_{ult} = \min(0.13f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$ (fissuration peu nuisible).
 - $\tau_{\max} < \tau_{ult}$ (vérifiée).
- ✓ **Dispositions constructives selon BAEL91**

Espacement : $St \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm})$.
 $St \leq \min(36 ; 40 \text{ cm})$.

✓ **Dispositions constructives selon RPA99/2003**

$St \leq \min(h/4 ; 12\phi_{l\min})$. en zone nodale
 $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale

$\phi_{l\min}$: diamètre minimum des armatures longitudinales.

On adopte :

$St = 10 \text{ cm}$ en zone nodale et ;

$St = 20 \text{ cm}$ en dehors de la zone nodale.

V.4. Ferrailage des voiles.

Les voiles sont soumis à un moment fléchissant et un effort tranchant provoqués par l'action du séisme, ainsi qu'un effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, et d'exploitations.

Donc le ferrailage des voiles s'effectuera sous la flexion composée avec effort tranchant. Ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- Le plan vertical (**aciers verticaux**).
- Le plan horizontal (**aciers horizontaux**), ainsi que des **armatures transversales**.
 Le calcul s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003

V.4.1. Voiles pleins et/ou trumeaux

V.4.1.1. Ferrailage vertical.

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99/Version2003.
 Décrites ci-dessous :

1. L'effort de traction engendrée dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal de béton tendue.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être rattachées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
3. les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
4. A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus 15 cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment de l'alternance des forces sismiques).
5. Le pourcentage minimal d'armatures longitudinal des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale à 0.15%
 - En zone courante égale à 0.10%.
6. Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

V.4.1.2.Ferrailage horizontal.

1. Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
2. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .
3. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettront la réalisation d'un ancrage droit.

V.4.1.3.Armatures transversales.

Les armatures transversales perpendiculaires à la face du voile sont des épingles en nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

V.4.1.4.Sollicitations et principe de calcul.

a) Sollicitation de calcul.

- Pour le ferrailage : $0.8G \pm E$.
- Pour la vérification : $G + Q \pm E$

b) Principe de calcul.

Il existe plusieurs approches et méthodes de calcul dont on cite :

- la méthode utilisant des mailles qui est basée sur la détermination des sollicitations (M_g , M_d , N_g , N_d) aux niveaux des nœuds de chaque maille de tous les voiles. Puis on calcule les sollicitations équivalentes (N_U et M_U) pour chaque maille à son centre de gravité (G). Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations (M , N), selon les différentes combinaisons considérées, on calcule le ferrailage de la maille.
- La méthode de Navier, est une autre méthode de base pour la détermination des contraintes aux niveaux des voiles ou trumeaux. C'est cette méthode qu'on adopte pour la détermination du ferrailage de ses derniers.

Le calcul des armatures se fera donc, par la méthode des contraintes et vérifiée selon R.P.A 99 sous les efforts N_{max} et M_{cor} ,

• Ferrailage vertical.

On utilise la méthode de Navier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.v}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile.

v : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie,

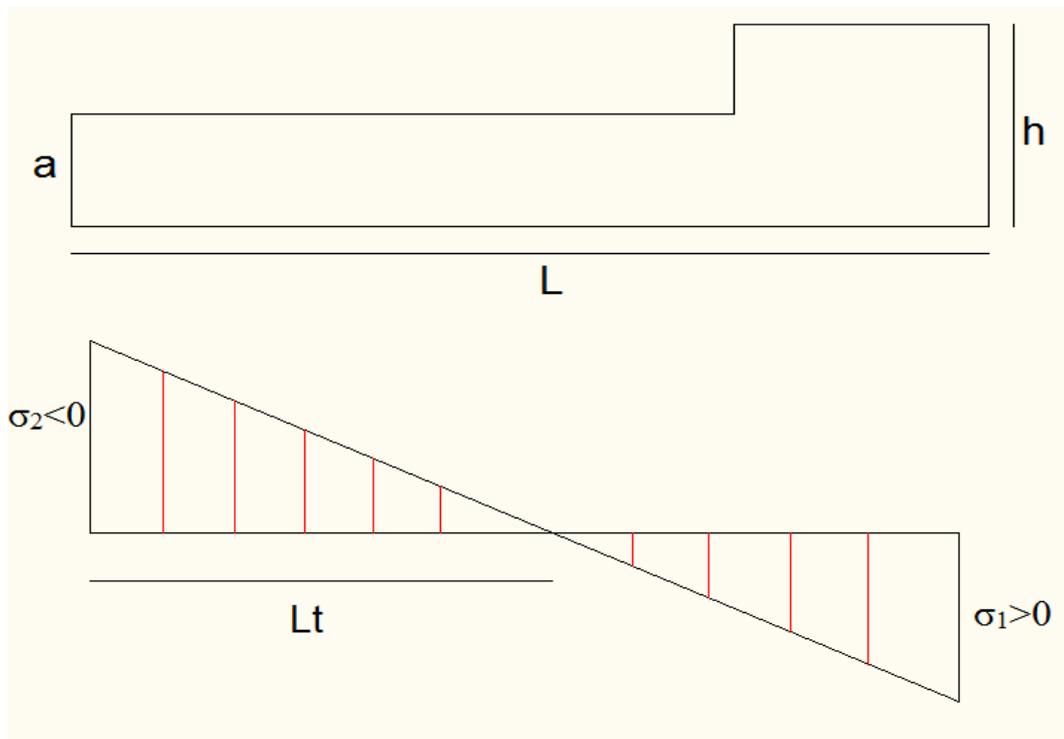


Fig. V.4. Des contraintes développées dans un voile.

- **Longueur de la zone tendue** $L_t = \frac{\sigma_2 \cdot L}{\sigma_2 + \sigma_1}$

Le calcul sera effectué pour des bandes verticales dont la largeur "d" est déterminée par [2]:

$$d \leq \min (h/2, 2l'/3)$$

Où :

l' : Longueur de la zone comprimée.

h : Hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

- **Détermination des armatures verticales**

$$F_t = \frac{\sigma_2 \cdot d \cdot a}{2}$$

D'où $A_{vt} = \frac{F_t}{f_e}$

V.4.1.5. Tableaux récapitulatifs de ferrailage des voiles.

La section d'armatures longitudinales sera vérifiée pour une partie tendue, puis généralisée sur toute la longueur du voile, qui risque être tendue sous l'effet sismique. Le calcul des armatures des voiles se fera pour les types VA(e=20), on donne ci-dessous le cas le plus défavorable :

On a : $A_{min} = 0.15\% b \cdot h$

Avec :

- L : longueur du voile ;
- Lt : longueur tendue du voile ;

Et:

- St nodale = 10 cm.
- St Courante = 20 cm.

VOILE	A m ²	I m ⁴	L m	V m	N MN	M MN.m	σ_1 MPa	σ_2 MPa	Lt m	F(t) MN	Av cm ²	Amin	A adopté zone d'about Lt1	A adopté zone courante Lt2
V1	2.122	19.9	10.61	5,305	2,322	0,0023	1,094	1,093	5,302	4,348	10,87	31,83	2(4T14)	2(11T14)
V2	2.122	19.9	10.61	5,305	1,902	0,0033	0,897	0,895	5,299	3,559	8,89	31,83	2(3T14)	2(11T14)
V3	0.91	1.56	4.55	2,275	1,599	0,0035	1,762	1,752	2,268	2,980	7,45	13,65	2(4T12)	2(5T14)
V4	0.91	1.56	4.55	2,275	1,465	0,0023	1,613	1,606	2,270	2,735	6,83	13,65	2(4T12)	2(5T14)

V5	1.14	3.08	5.70	2,85	3,94	0,0014	3,457	3,454	2,848	7,381	18,45	17,1	2(6T14)	2(6T14)
V6	0.76	0.91	3.80	1,9	3,073	0,0008	4,0451	4,041	1,899	4,863	12,15	11,4	2(4T14)	2(5T12)
V7	0.76	0.91	3.80	1,9	3,104	0,0007	4,085	4,082	1,899	4,912	12,28	11,4	2(4T14)	2(5T12)
V8	0.65	0.57	3.25	1,625	1,79	0,0043	2,766	2,741	1,617	2,413	6,03	9,75	2(3T12)	2(5T12)

Tab .V.11 Ferrailage vertical des voiles.

- **Armatures horizontales :**

D'après (R.P.A 99/2003): $\frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$.

- $\bar{V} = 1.4 V_u$ calculer.
- b_0 : épaisseur du voile. $b_0 = 20 \text{ cm}$
- $d = 0,9 \cdot h$ – (hauteur utile).
- h : hauteur totale de la section brute. Tel que $h = 3 \text{ m}$;
- τ_b : contrainte admissible du béton.

Vérification de la contrainte de cisaillement.

Le tableau récapitule les résultats relatifs à la vérification au cisaillement. Dont on vérifie le cas le plus défavorable pour chaque type de voile.

Voile	Effort Tranchant [kN]	τ_b MPa	$\bar{\tau}_b$ MPa
V1	356.17	0,924	5
V2	135.26	0,350	5
V3	93.44	0,242	5
V4	72.98	0,189	5
V5	1105	2,864	5
V6	753	1,952	5
V7	741	1,921	5
V8	401.14	1,039	5

Tab .V.12 Vérification de la contrainte de cisaillement dans les voiles.

Espacement des barres dans les voiles selon le RPA.

L'espacement maximal des armatures longitudinales dans les voiles est donné par :

$$St \leq \min (1.5 a; 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm.}$$

On prend $St = 20 \text{ cm.}$

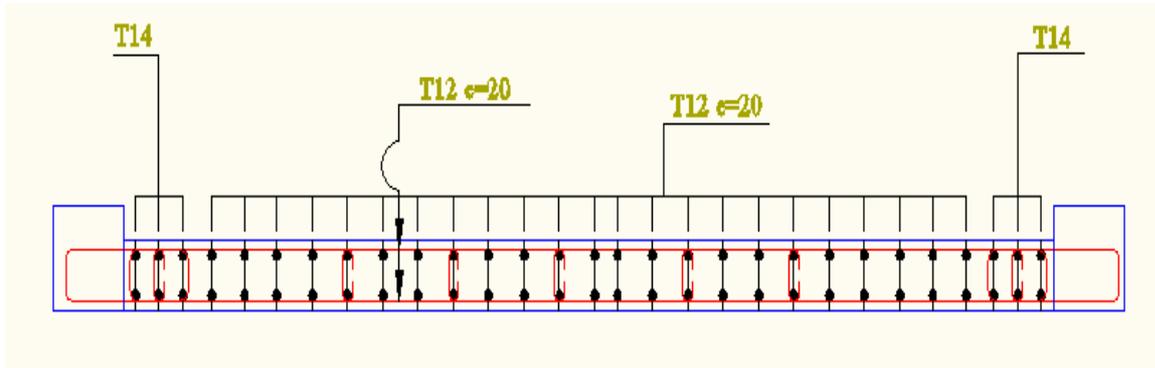


Fig. V.5. Exemple de Ferrailage du voile V₃

V.4.2.Ferrailage du linteau.

Les linteaux sont calculés à la flexion simple. Dans notre ouvrage, les linteaux sont de type court ($\lambda_g = \frac{1}{h} > 1$)

Calcul des contraintes.

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

$$V = 1,4 \cdot V_{U\text{calcul}}$$

$$d = 0,9h ; h : \text{hauteur du linteau.}$$

D'après (R.P.A 99/2003) :

$$\text{Si } \tau'_b > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

On dispose les ferrailages longitudinaux (supérieure et inférieure), et transversaux en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires

Les armatures diagonales,
On a:

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

$$\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{L}$$

Avec : $d' = \text{Distance d'enrobage} = 3 \text{ cm.}$

$L = \text{longueur du linteau} = 1,2 \text{ m.}$

Section minimale : D'après (R.P.A 99), on a :

$$A_D \text{ min} = 0,2\% \cdot b \cdot h$$

V.4.2.1. Les armatures diagonales.

linteau	longueur du linteau	hauteur du linteau	V [KN]	V' [KN]	τ_b MPa	τ_b' MPa	α_0	A_D (cm) ²	$A_{D\text{min}}$ (cm) ²	A_D Choisie
L1	1.2	0.86	110.31	154.43	0.99	1.5	33.69	2.48	3.44	4T12
L2	1.4	0.86	150.83	211.16	1.36	1.5	29.74	3.84	3.44	4T12
L3	1.4	0.86	148.13	207.38	1.33	1.5	29.74	3.73	3.44	4T12

Tab .V.13 Les armatures diagonales des linteaux.

Espacement exigé par R.P.A 99 : $St = 10$ cm.

V.4.2.2. Les armatures longitudinales, transversales et les armatures de peau.

▪ Armatures longitudinales.

On a :

$$(A_L; A_L') \geq 0,15\% \cdot b \cdot h = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$A_L = M/Z \cdot f_e$$

M:moment fléchissons max

$$A_L = M/Z \cdot f_e = 3.97 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA12**

▪ Armatures transversales.

D'après [6] on a :

$$\tau_b > 0,025 \cdot f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_t \geq 0,25\% \cdot b \cdot St$$

$$St \leq h/4 = 21.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit: } St = 20 \text{ cm}$$

$$A_{t\text{min}} = 0,25\% \cdot 20 \times 20 = 1 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = \mathbf{2T10} = 1,57 \text{ cm}^2$

- **Armature de peau (section courante).**

$$A_C \geq 0,2\% \cdot b \cdot h = 0,2\% \cdot 20 \cdot 86 = 3,44 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_C = 4 \cdot T12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

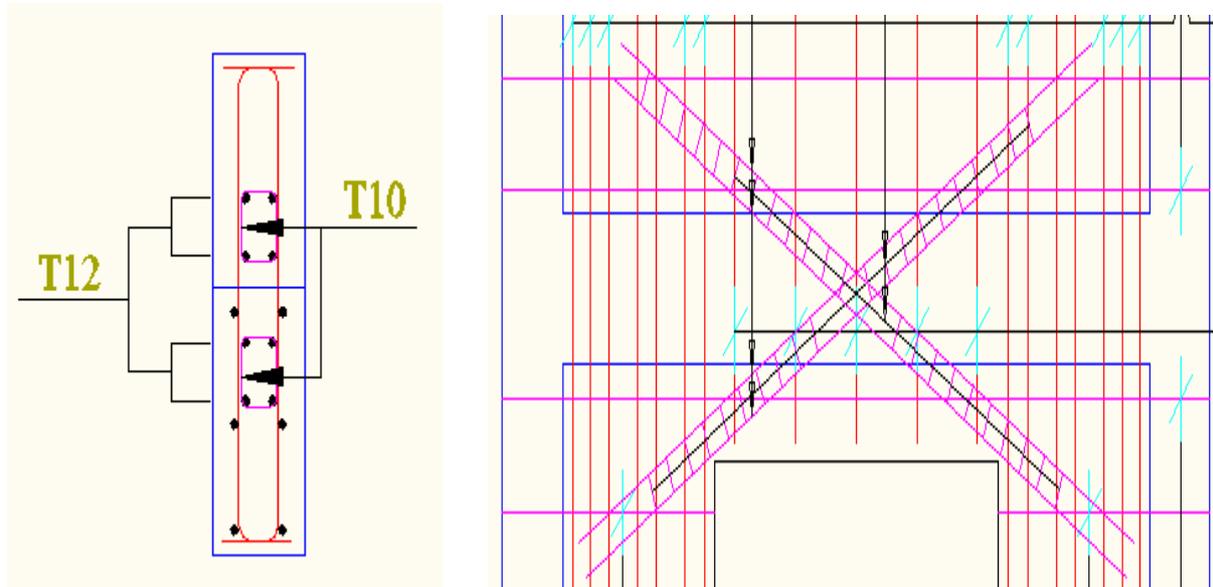


Fig. V.6. ferrailage du linteau

Chapitre VI

L 'infrastructure

VI.1. Introduction

Le rôle des fondations est de transmettre les charges à partir de la superstructure vers le sol d'assise. La pression transmise ne doit pas provoquer une rupture par cisaillement du sol ni des tassements excessifs pouvant engendrer des distorsions et des désordres structuraux et architecturaux.

Plusieurs types de fondations existent, et le choix du type à adopter se fait tenant compte les conditions suivantes :

- ✓ Capacité portante du sol d'assise.
- ✓ Charges transmises de la superstructure au sol.
- ✓ Distances entre les différents points d'appuis.
- ✓ Système structural adopté.

VI.2. Etude des fondations

VI.2.1. Combinaisons des charges

Selon le RPA99 version 2003, les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

à l'aide de ces combinaisons de charges et avec un taux de travail admissible $\sigma_{\text{sol}} = 0.25 \text{ MPa}$ on pourra déterminer le système de fondation à adopter.

VI.2.2. Choix du type de fondations

Le sol d'assise a une bonne capacité portante à 2m de profondeur, on va donc choisir des fondations superficielles, sachant que notre structure est en voiles porteurs on aura donc les possibilités suivantes :

- ✓ Semelles filantes.
- ✓ Radier général.

Pour choisir le type de fondation approprié on doit vérifier la surface totale nécessaire pour la semelle, on doit donc calculer l'effort transmis au sol.

Combinaison	Effort Normal [kN]	Moment M_x [kN.m]	Moment M_y [kN.m]
G + Q ± E	83802.106	744983.2466	1179955.33
0.8 G ± E	65185.079	581808.0756	880243.67

Tab .VI.1. Efforts exercés à la base de la tour.

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour ce là, nous allons procéder à une première vérification telle que:

$$\frac{S_n}{S_{bat}} \geq 50\%$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, on peut considérer la solution du radier comme nécessaire.

La surface totale nécessaire pour la semelle est : $S_{nécessaire} = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{83802.106}{250} = 335.21 \text{ m}^2$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_n}{S_{bat}} = \frac{335.21}{535.836} = 0.63 > 0.5$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment et du moment créé par la charge sismique.

VI.2.3. Caractéristiques géométriques du radier

La surface de notre radier est composée de la surface totale du bâtiment plus un débord de 1m choisi de façon à rapprocher le centre de masses du radier du centre de masses du bâtiment (point d'application de l'effort normal) pour éviter les tassements différentiels.

$$S_{rad} = S_{bat} + 1 \times L_{périphérique}$$

On a $L_{périphérique} = 105.14 \text{ m} \rightarrow S_{rad} = 640.97 \text{ m}^2$

$$\begin{cases} X_g = 17.45\text{m} \\ Y_g = 9.88\text{m} \end{cases} \quad \begin{cases} I_{xx} = 7230.7\text{m}^4 \\ I_{yy} = 69729.38\text{m}^4 \end{cases}$$

VI.2.3.1. Calcul de l'épaisseur du radier

L'épaisseur du radier se détermine en vérifiant les conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire

En première approximation la hauteur du radier est donnée par la formule empirique suivante

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec $L_{\max} = 5.51\text{m} \rightarrow h > 0.551\text{m}$.

b. Condition de cisaillement

La contrainte de cisaillement pour une bande de largeur $b = 1\text{ m}$ et une épaisseur d doit vérifier :

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

$$T_{\max} = \frac{N}{S} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

L'effort normal maximal revenant au radier est $N = 83802.106 \text{ KN}$.

La surface totale du radier est $S_{\text{rad}} = 640.97 \text{ m}^2$.

$L_{\max} = 5.51 \text{ m}$ est la plus grande portée entre nus d'appuis.

$$T_{\max} = \frac{83802.106}{640.97} \times \frac{5.51}{2} = 360.18 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{T_{\max}}{b \cdot \bar{\tau}_b} = 0.288 \text{ m} \text{ Donc } h \geq \frac{d}{0.9} = 0.32 \text{ m.}$$

c. Condition de raideur

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Avec :

L_e : longueur élastique (m)

K : coefficient de raideur du sol 40 MN/m^3 (sol moyen)

E : le module de Young : $E = 32164.2 \text{ MN/m}^2$

b : largeur de la bande = 1m

I : inertie de la semelle.

L : distance maximale entre deux poteaux : 5.51m

$$\text{Donc : } \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \rightarrow h \geq 0.827 \text{ m}$$

Donc la disposition des nervures est une solution obligatoire pour rendre le radier rigide.

VI.2.4. Choix de l'épaisseur du radier

Nous adopterons pour l'épaisseur du radier :

$$h = 55\text{cm}$$

$$h = 100\text{cm, pour les nervures}$$

$$d' = 5\text{ cm}$$

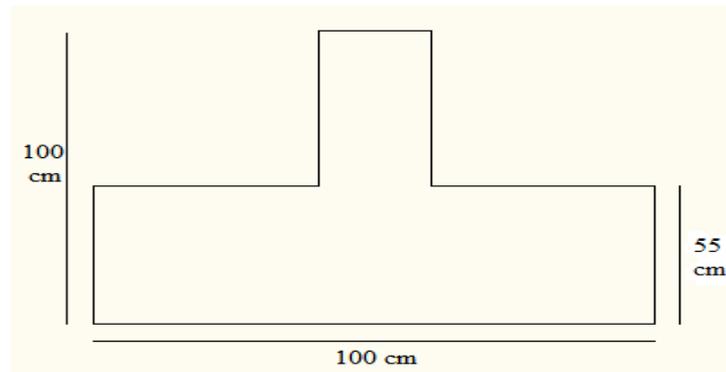


Fig. VI.1. Dimensions du radier.

VI.2.5. Vérifications diverses.

VI.2.5.1. Vérification à la poussée hydrostatique

L'effort normal N_G (G, sans surcharge) doit vérifier l'inégalité suivante, pour que notre ouvrage résiste à la sous - pressions, tel que :

$$N_G \geq F_s.H.S. \gamma_w$$

Avec :

$F_s = 1,5$: coefficient de sécurité.

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$: poids volumique de l'eau

S : surface du radier = 640.97 m^2

H : hauteur d'encrage = 2 m.

$$F_s.H.S.\gamma_w = 1.5 \times 2 \times 640.97 \times 10 = 19.22 < N_G = 66.352 \text{ MN} \text{ vérifié.}$$

Les sous pressions ne sont pas à craindre.

VI.2.5.2. Vérification au poinçonnement

Une vérification locale concernant le non poinçonnement aux droits du voile le plus sollicité et le poteau le plus sollicité est nécessaire car ces derniers constituent des charges concentrées par rapport à l'ensemble (radier).

Une force est localisée lorsque les dimensions de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle ; sous l'action des forces localisées, il y'a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement par l'effort tranchant.

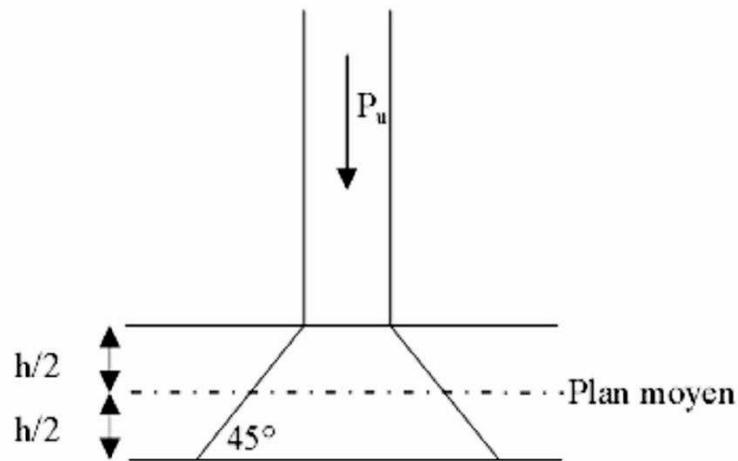


Fig. VI.2. Transmission des charges sur le radier.

La vérification au non poinçonnement se traduit par l'inégalité suivante :

$$N_{ELu} \leq 0.0045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

Avec :

- N_u = charge de calcul à ELU.
- h = épaisseur totale de la dalle.
- U_c = périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.
 $U_c = 2(A+B) = 2(a+b+2h)$; a et b = dimensions en plan du poteau.
- $f_{c28} = 25$ MPa.
- $g_b = 1.5$ (situation normale).

Dans notre cas le poteau (55x55) le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante :

$$N_u = 2.68 \text{ MN.}$$

$$N_u \leq 0.0045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} = 3.34 \text{ MN} \quad \text{.vérifier}$$

VI.2.5.3. Vérification des contraintes dans le sol

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal ; la contrainte maximale du sol ne doit pas dépasser la valeur suivante :

$$q_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol \text{ admissible}} = 0.25 \text{ MPa.}$$

Les efforts transmis au sol sont :

- $G_{bat} + G_{rad} = 66.35 + 8.8 = 75.15 \text{ MN}$

- $Q_{bat} = 2.32 \text{ MN}$
- $M_y = M_{ybase} + V_x \times h_{ancrage} = -47.32 + 11.38 \times 2 = 70.08 \text{ MN.m}$
- $M_x = M_{xbase} + V_y \times h_{ancrage} = 53.55 + 18.21 \times 2 = 89.97 \text{ MN.m}$.

VI.2.6.1. Calcul des contraintes sous G+Q+E (vérification des contraintes max)

- Sens X-X :

$$N = G + Q = 77.47 \text{ MN} ;$$

$$M = 70.08 \text{ MN.m} ; I_{yG} = 69729.38 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yG}} X_G = \frac{77.47}{640.97} + \frac{70.08}{69729.38} 17.45 = 0.138 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yG}} X_G = \frac{77.47}{640.97} - \frac{70.08}{69729.38} 17.45 = 0.103 \text{ MPa}$$

$$q_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{0.517}{4} = 0.129 < \sigma_{sol \text{ admissible}} = 0.25 \text{ MPa. Vérifier}$$

- Sens Y-Y:

$$N = G + Q = 77.47 \text{ MN} ;$$

$$M = 89.97 \text{ MN.m} ; I_{xG} = 7230.7 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{xG}} Y_G = \frac{77.47}{640.97} + \frac{89.97}{7230.7} 9.88 = 0.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{xG}} Y_G = \frac{77.47}{640.97} - \frac{89.97}{7230.7} 9.88 = 0.002 \text{ MPa}$$

$$q_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{0.722}{4} = 0.1805 < \sigma_{sol \text{ admissible}} = 0.25 \text{ MPa. Vérifier}$$

VI.2.6.2. Calcul des contraintes sous 0,8G+E (vérification au soulèvement)

- Sens X-X :

$$N = 0.8 G = 60.12 \text{ MN} ;$$

$$M = 70.08 \text{ MN.m} ; I_{yG} = 69729.38 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yG}} X_G = \frac{60.12}{640.97} + \frac{70.08}{69729.38} 17.45 = 0.111 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yG}} X_G = \frac{60.12}{640.97} - \frac{70.08}{69729.38} 17.45 = 0.076 \text{ MPa}$$

$$q_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{0.409}{4} = 0.102 < \sigma_{sol \text{ admissible}} = 0.25 \text{ MPa. Vérifier}$$

- **Sens Y-Y:**

$$N = 0.8 G = 60.12 \text{ MN} ;$$

$$M = 89.97 \text{ MN.m} ; I_{xG} = 7230.7 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{xG}} Y_G = \frac{60.12}{640.97} + \frac{89.97}{7230.7} 9.88 = 0.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{xG}} Y_G = \frac{60.12}{640.97} - \frac{89.97}{7230.7} 9.88 = 0.029 \text{ MPa}$$

$$q_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{0.749}{4} = 0.187 < \sigma_{sol \text{ admissible}} = 0.25 \text{ MPa. Vérifier}$$

VI.2.7. Ferrailage du radier

- Le ferrailage du radier se calcule sous les sollicitations maximales obtenues par l'application la combinaisons 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, d'épaisseur h=55cm, d'où : q = 0.23 MPa

- Le radier se calcul comme une dalle renversée, en flexion simple, la fissuration étant considérée comme très préjudiciable, et les calculs seront menés selon les prescriptions du BAEL, dont le ferrailage est calculé à ELS.

On a le panneau du radier le plus défavorable:(3.70 x4.70).

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.7}{4.7} = 0.78 > 0,4 \text{ les panneaux travaillent dans les deux sens avec les moments}$$

de flexion suivants :

- $M_{0x} = \mu_x \cdot q_x \cdot l_x^2$
- $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

$\mu_x; \mu_y$: coefficients donnés en fonction de $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

L_x et L_y : Portées entre nus d'appuis de la dalle avec la continuité qui est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires :

- En travée :

Pour un panneau continu

$$M_{tx} = 0.75M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0.75M_{0y}$$

Pour un panneau de rive

$$M_{tx} = 0.85M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0.85M_{0y}$$

- En appui : (continu)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{0x}$$

- En appui : (de rive)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_{0x}$$

Les efforts tranchants maximaux qui se situent au milieu des bords de la dalle sont donnés par :

$$\text{Au milieu du bord } l_y : T_{\max} = \frac{q_x L_x L_y}{2xL_y + L_x}$$

$$\text{Au milieu du bord } l_x : T_{\max} = \frac{q_x L_x}{3}$$

Pour tenir compte de la continuité, nous augmentons l'effort tranchant voisin de rive de 15%. Dans notre cas, nous avons :

	Valeurs de μ	Moments Isostatiques (KN.m/ml)	M.en travée (x0,85) (KN.m/ml)	M.en appui		Tx KN	1.15Tx KN
				(x0,5)	(x0,3)		
Suivant X	0.077	242.45	206.08	121.22	72.73	283.66	326.21
Suivant Y	0.5575	135.16	114.88	67.58	40.54	280.56	322.65

Tab .VI.2. Valeurs des moments et des efforts tranchant à l'ELS.

	Valeurs de μ	Moments Isostatiques (KN.m/ml)	M.en travée (x0,85) (KN.m/ml)	M.en appui		Tx KN	1.15Tx KN
				(x0,5)	(x0,3)		
Suivant X	0.058	182.62	155.23	91.31	54.78	283.66	326.21
Suivant Y	0.510	93.14	79.17	46.57	27.94	280.56	322.65

Tab . .VI.3. Valeurs des moments et des efforts tranchant à l'ELU.

Les résultats de ferrailage sont donnés dans le tableau suivant (l'enrobage est de 5cm)

- A l'ELS

Section d'armature en cm^2	En travée		En appui	
	Asc[cm^2]	Ast[cm^2]	Asc[cm^2]	Ast[cm^2]
Suivant X	0	12.36	0	7.17
Suivant Y	0	6.79	0	3.97

Tab . .VI.4. le ferrailage à l'ELS.

- A l'ELU

Section d'armature en cm ²	En travée		En appui	
	Asc[cm ²]	Ast[cm ²]	Asc[cm ²]	Ast[cm ²]
Suivant X	0	9.23	0	5.38
Suivant Y	0	4.65	0	2.72

Tab .VI.5. le ferrailage à l'ELU.

- Ferrailage adopté

Section d'armature en cm ²	En travée		En appui	
	Asc[cm ²]	Ast[cm ²]	Asc[cm ²]	Ast[cm ²]
Suivant X	0	9HA14	0	5HA14
Suivant Y	0	5HA14	0	3HA14

Tab .VI.6. Ferrailage adopté.

- Condition de fragilité

La condition de non fragilité est satisfaite car $\rho = \frac{A_s}{b.h} = \frac{5.38}{1 \times 0.55} 10^{-4} = 0.097 \% > \rho_{\min} = 0.08\%$

- Vérification au cisaillement

$$\tau_b = \frac{1.15T_{\max}}{b.d} = \frac{0.326}{0.55 \times 0.9} = 0.658 < \tau_{\text{admissible}} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

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

VI.2.8. Ferrailage des nervures

Le calcul des nervures se fait par la méthode forfaitaire comme pour une poutre continue. On utilisera pour tenir compte des moments de continuités les coefficients donnés par le BAEL :

Les moments d'inertie doivent vérifier les conditions suivantes :

- ✓ $M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq \max \{ (1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0 \}.$
- ✓ $M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$ pour les travée intermédiaire.
- ✓ $M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$ pour les travée de rive.

Les moments sur appuis sont : $0,5 M_0^{w,e}$ pour un appui voisin de la rive, $0,4 M_0^{w,e}$ pour les appuis centraux. Avec : $\alpha = \frac{q}{q+g}$ avec $0 \leq \alpha \leq 2/3$.

$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$: Moment de la travée isostatique (travée de comparaison).

M_t : Moment en travée de la poutre continue.

M_e, M_w : Moment de droite et de gauche respectivement, de la poutre continue.

$M_0^{w,e}$: Max entre les deux moments isostatiques des deux poutres, à droite (e) et à gauche (w) de l'appui considéré.

La poutre la plus chargée est une poutre intermédiaire, constituée de huit travées inégales.

La charge uniformément répartie équivalente à la charge triangulaire appliquée est donnée par ($\alpha = 0$ car $q=0$, il n'y a pas de charge d'exploitation appliquée directement sur le radier) :

$$q_0^M = q_0 \times \frac{L_x}{3} = 0.23 \times \frac{3.7}{3} = 0.28 \text{ MN/m (donnera le même moment).}$$

$$q_u^V = q_u \times \frac{L_x}{4} = 0.23 \times \frac{3.7}{4} = 0.21 \text{ MN/m (donnera le même effort tranchant).}$$

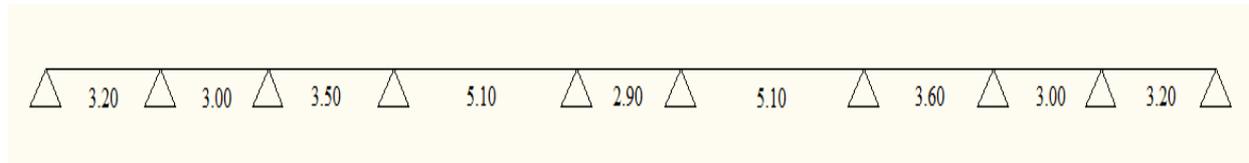


Fig. VI.3. La poutre (nervure) continue la plus chargée.

Travée	Moment en travée Isostatique [MN.m]	Moment en travée Continue [MN.m]
1	0.36	0.21
2	0.31	0.08
3	0.43	0.07
4	0.91	0.41
5	0.29	0.14
6	0.91	0.41
7	0.45	0.08
8	0.31	0.08
9	0.36	0.21

Tab .VI.7. Valeurs des moments en travée de la nervure la plus chargée.

Appui	A	B	C	D	E	F	G	H	I	G
Moment [MN.m]	0.00	0.29	0.16	0.55	0.43	0.43	0.55	0.17	0.29	0.00

Tab .VI.8. Valeurs des moments sur appuis.

Pour le calcul du ferrailage on considère une section en T en travée, et une section rectangulaire sur appui.

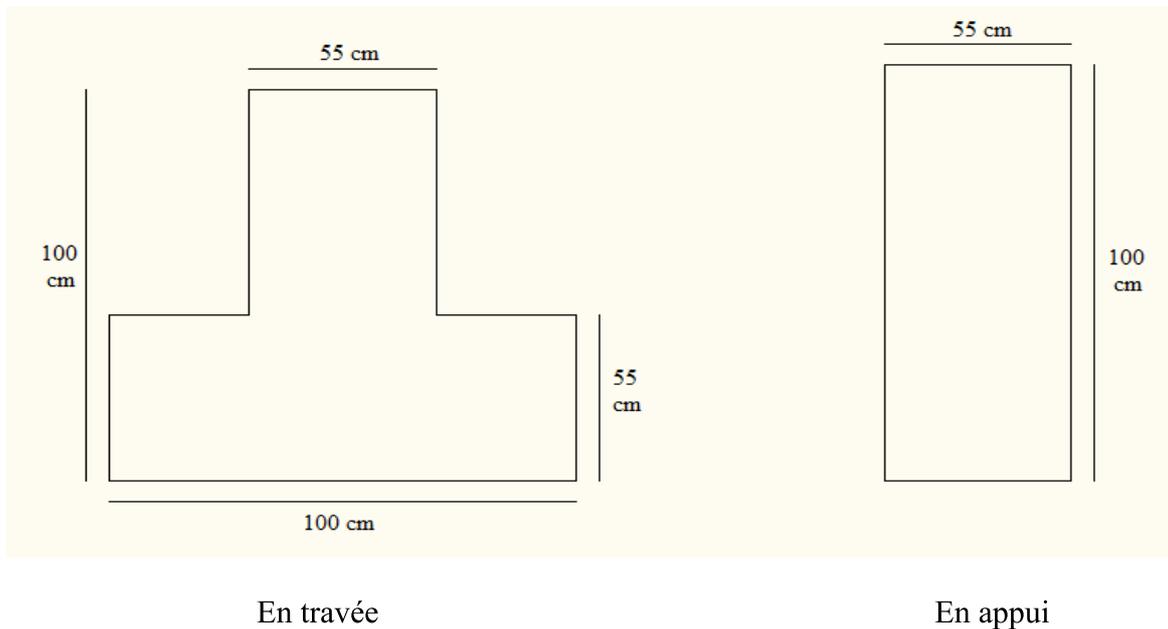


Fig. VI.4. Sections à considérer en appui et en travée.

On va considérer les moments max en appui et en travée pour le ferrailage du reste des nervures, les résultats sont données dans le tableau suivant :

	En appui	En travée
Section d'acier [cm ²]	35.08(10HA20)	25.47(8HA20)

Tab .VI.9. Résultats du ferrailage en appui et en travée de la nervure.

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 739.5 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} , \text{ La contrainte tangentielle n'est pas dépassée.}$$

Armatures transversales

$$\Phi_t = \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_{L \min} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{1000}{35}, \frac{550}{10}, 20 \right) = 20 \text{ mm}$$

On prend $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement :

$$\tau_0 = 0.3 f_{t28} = 0.63 \text{ MPa} , \tau_t = \tau_u - \tau_0$$

$$\tau_t = 0.86 \text{ MPa}$$

$$\text{On prend : } \rho_{to} = \rho_{tmin} = \frac{\text{Max}(0.5 \tau_u ; 0.4 \text{MPa})}{f_e} = 0.002$$

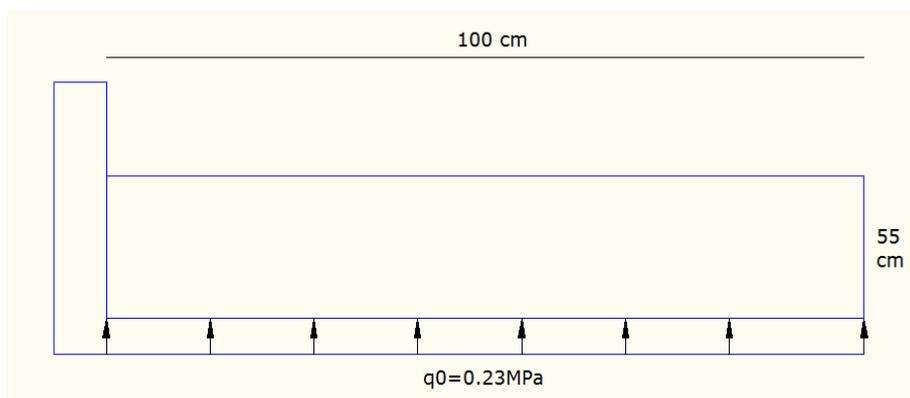
$$S_t \leq \min(0,9.d ; 40\text{cm}) \quad A_t = 4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(0,9.d ; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

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

VI.2.9. Etude du débord du radier

Le débord fonctionne comme une console soumise à une charge uniformément répartie, elle a comme dimensions : Une portée = 1 m , hauteur = 0,55m, une bande de largeur 1m.



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

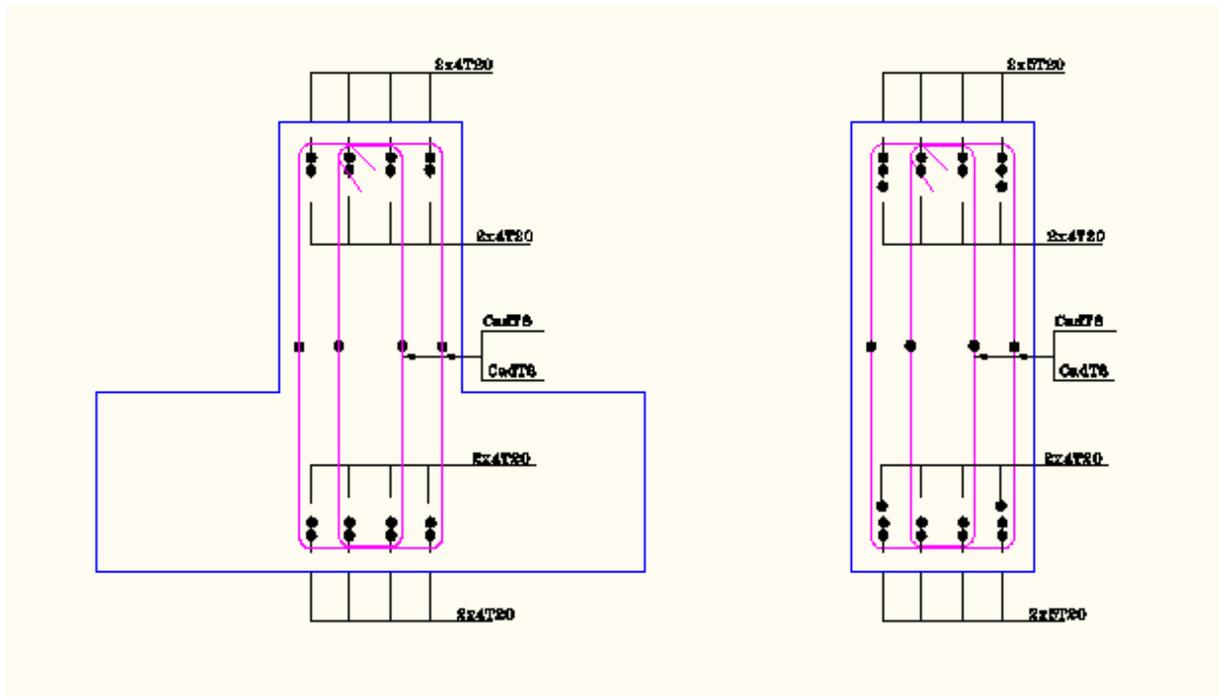
Moment fléchissant [kN.m]	Effort tranchant [kN]	Section d'acier en flexion [cm ²]
115	230	5HA14

Tab .VI.10. Valeurs du ferrailage du débord

On va vérifier la valeur de la contrainte tangentielle, cette dernière ne doit pas dépasser la valeur admissible $0,05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{0.9 b h} = \frac{0.23}{0.9 \cdot 0.55 \cdot 1} = 0.46 \text{ MPa}$$

On constate que cette valeur est inférieure à la valeur admissible



En travée

Sur appui

Fig. VI.5. Ferrailage de la nervure en travée et en appui.

Remarque :

L'arrêt des barres sera donné en annexe avec les schémas de ferrailage, suivant la méthode forfaitaire (pour les nervures).

Partie
MASTER

Table des Matières

I.1. Introduction.....	1
I.2. Préparation en amont de chantier.....	1
I.2.1. Etude quantitatif (Devis quantitatif).....	1
I.2.2. Etude de prix.....	1
I.2.3. Etude quantitatif et estimatif.....	1
I.3. Devis quantitatif d'une tour R+9.....	1
I.3.1. Installation de chantier.....	1
I.3.1.1. Description de projet.....	1
I.3.1.2. Le panneau du chantier.....	2
I.3.1.3. Les baraque de chantier.....	2
I.3.1.4. Le nettoyage.....	2
I.3.1.5. Le matériel de chantier.....	2
I.3.1.6. La clôture.....	2
I.3.2. Infrastructure et la superstructure.....	2
I.3.2.1. Fondation.....	2
I.3.2.2 Les planchers.....	3
I.3.2.3. Voiles.....	4
I.3.2.4. Poteaux.....	5
I.4. Etude de prix.....	6
I.4.1. Barème de main-d'œuvre d'exécution.....	6
I.4.2. Barème des frais du Matériel.....	7
I.4.3. Prix unitaire des matériaux de construction.....	7
I.4.4. Calcul des frais total des matériaux.....	8
I.4.5. Matériels au forfait.....	10
I.4.6. Calcul de prix unitaire pour les travaux de terrassement et de bétonnage.....	10
I.4.6.1. Terrassement.....	10
I.5. Devis quantitatif et estimatif.....	11
I.5.1. Installation de chantier.....	11
I.5.2. Prix de Terrassement	11
I.5.3. Prix de l'infrastructure et la superstructure.....	11
I.6. Devis quantitatif et estimatif du projet 154 logements.....	12
I.6.1. Prix de Terrassement.....	12
I.6.2. Prix de l'infrastructure et la superstructure du projet.....	13
Récapitulation général.....	14
Conclusion.....	15

Bibliographie

Liste des tableaux

Tab .I.1. Barème de main d'œuvre d'exécution.....	6
Tab .I.2. Barème des frais du Matériel.....	7
Tab .I.3. Prix unitaire des matériaux de construction.....	7
Tab .I.4. Prix réel des matériaux de construction.....	10
Tab .I.5. Le prix unitaire pour les travaux de terrassement.....	10
Tab .I.6. Estimation du coût de l'installation de chantier.....	11
Tab .I.7. Estimation du coût du terrassement.....	11
TAB. I.8. Estimation du coût de l'infrastructure et la superstructure.....	12
Tab .I.9. Estimation du coût du terrassement.....	12
Tab .I.10. Estimation du coût de l'infrastructure et la superstructure.....	14
Tab .I.11. Estimation du coût du projet.....	15

Liste des figures

Fig.I.1. Plancher RDC.....	3
-----------------------------------	----------

I.1. Introduction :

Le contexte de concurrence qui prévaut au sein du BTP, entraîne une exigence de rigueur dans la maîtrise des coûts sur le site de production qu'est le chantier. Une culture de rigueur doit donc être adoptée par tous les niveaux de responsabilités; et celle-ci s'articule sur trois points clés :

- ✓ Le **contrôle de l'avancement** physique du chantier ;
- ✓ Le **contrôle des dépenses** par rapport au budget ;
- ✓ Le **contrôle du résultat** pendant la réalisation pour l'équilibre des coûts

Il est donc primordial que l'encadrement du chantier mette en place le système de gestion dès la préparation du chantier et instaure au démarrage du chantier un système rigoureux de suivi des coûts et des délais.

Dans cette étude on a essayé d'estimer le coût de la réalisation d'un projet de 154 logements qui comporte 3 bâtiments de R+9 est 2 bâtiments R+7 avec étude détaillé d'une tour R+9 à usage d'habitation.

I.2. Préparation en amont de chantier :

I.2.1. Etude quantitatif (Devis quantitatif) :

Pour réussir un projet de ce type, il faut décrire, quantifier et estimer par article l'ensemble des travaux à réaliser ainsi que les moyens matériels à mettre en œuvre ainsi que les matériaux nécessaires pour la durée du projet.

I.2.2. Etude de prix :

Pour déterminer le coût de l'opération pour la soumission et l'appel d'offres, les études de prix sont nécessaires.

I.2.3. Etude quantitatif et estimatif :

L'étude quantitative et estimative est en fait un cadre indiquant les quantités de prestations à réaliser par type d'ouvrage et leur coût .Le niveau de détail du devis quantitatif et estimatif doit correspondre à celui du devis descriptif. Il doit faire apparaître, au minimum, le détail des quantités et leur coût par phase ou tranche, par bâtiment, et par étage, dans cet ordre.

I.3. Devis quantitatif d'une tour R+9 :

I.3.1. Installation de chantier :

I.3.1.1. Description de projet :

Le présent projet est un bâtiment R+9 à usage d'habitation dans la wilaya de TIPAZA. Il sera étudié dans le cadre de l'opération vente du projet 154 logements.

L'étude et la conception sont confiées à un bureau d'études Algérien, la réalisation à une société de constructions espagnole.

I.3.1.2. Le panneau du chantier :

Le panneau sera une plaque de (3mx2m) portée sur deux tubes d'acier de 5m de longueur, ancré de 0.80 m dans le sol et qui contient des informations sur le maître de l'ouvrage, le maître de l'œuvre, le type de projet, les délais de réalisation

I.3.1.3. Les baraques de chantier :

Pour assurer le bon déroulement des travaux des baraques de chantier devra être installées derrière le projet, loin de l'assiette des travaux. Ce sont des constructions légères préfabriquées dont l'unité de base est de (4mx2m) qui peuvent être collées les unes aux autres selon le besoin

I.3.1.4. Le nettoyage :

Le nettoyage de l'assiette du projet permet de débiter les travaux. Son coût est forfaitaire et selon les cas il peut coûter 10 000 DA comme il peut être multiplié par 10.

I.3.1.5. Le matériel de chantier :

- Une grue fixe posée sur rails reliée par une grue mobile Si on veut construire tous les blocs en parallèle nous aurons besoin de plusieurs grues installées à deux mètres environ du bloc à réaliser. Le choix de leur type et de leur nombre se fait selon la longueur et la disposition des blocs.
 - Les camions poids lourds et poids léger : le camion 10t, 6t
 - Matériel de terrassement : niveleuse, pelle hydraulique, chargeurs
- Ainsi que d'autres matériels pour la confection du béton et la préparation de ferrailage.

I.3.1.6. La clôture :

Une clôture provisoire va définir les limites de notre chantier. Elle doit être réalisée à partir des panneaux métalliques de (4m x 2,5m). Elles sont portées par deux tubes en acier posés sur deux masses en béton.

I.3.2. Infrastructure et la superstructure :

I.3.2.1. Fondation :

1. Béton :

- **Radier :**

$$(32.9 \times 21.1) \times 0,55 \Rightarrow V_{\text{radier}} = 381.8 \text{ m}^3$$

- **Béton de propreté :**

$$(33 \times 21.2) \times 0,10 \Rightarrow V_{\text{bp}} = 69.96 \text{ m}^3$$

- **Nervures :**

$$(30.9 \times 2 + 8 \times 19.1) \times 0,35 \times 0,3 \Rightarrow V_{\text{bn}} = 22.5 \text{ m}^3$$

Volume de béton nette de radier = $381.8 - 22.5 = 359.3 \text{ m}^3$

2. Acier :

- **Radier :** (ration = 100 kg/ m³)

Acier_{radier} = ration x Volume béton

Acier_{radier} = $100 \times 381.8 = 38180 \text{ kg}$

- **Nervures :** (120 kg/ m³)

Acier_{nervures} = $120 \times 22.5 = 2700 \text{ kg}$

✓ **Récapitulation :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Acier total de radier} = 38180 + 2700 = 40880 \text{ kg} \\ \text{Béton total de radier} = 381.8 \text{ m}^3 \\ \text{Béton de propreté} = 69.96 \text{ m}^3 \end{array} \right.$$

I.3.2.2 Les planchers :

- ✓ **Niveau :** + 3 m

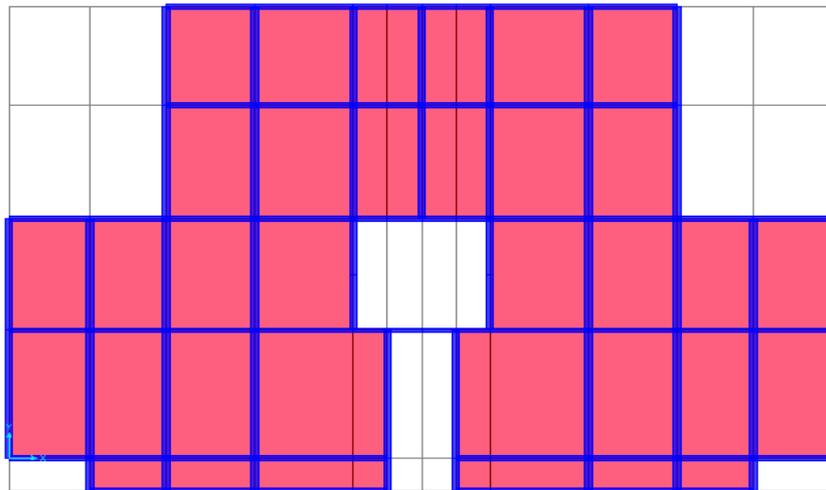


Fig.I.1. Plancher RDC.

1. Béton :

- **Dalle**

V_{dalle} = $(32.9 \times 21.1 \times 0.21) - [(6.18 \times 9.13 \times 2) + (4.5 \times 5.4) + (4.8 \times 2.65)] \times 0.21 = 115.63 \text{ m}^3$

- **Balcon**

V_{balcon} = $(1.4 \times 11.9 \times 0.13) \times 2 = 4.33 \text{ m}^3$

Les poutres :

$$V_{\text{poutres}} = V_{\text{poutre principales}} + V_{\text{poutres secondaires}}$$

$$V_{\text{poutres}} = [(6 \times 21.1 + 4 \times 11.97) \times 0.45 \times 0.3] + [(3 \times 32.9 + 2 \times 20.54) \times 0.35 \times 0.2] = 23.55 + 9.79 = 33.34 \text{ m}^3$$

2. Acier :

• **Dalle : (120 kg/ m³)**

$$\text{Acier}_{\text{ dalle}} = 120 \times (115.63 - 33.34) = 9874.8 \text{ kg}$$

• **Poutres : (150 kg/ m³)**

$$\text{Acier}_{\text{ poutres}} = 150 \times 33.34 = 5001 \text{ kg}$$

✓ **Récapitulation :**

$$\text{Acier total du plancher RDC} = 9874.8 + 5001 = 14875.8 \text{ kg}$$

$$\text{Béton total du plancher RDC} = 115.63 \text{ m}^3$$

✓ **Récapitulation pour les planchers :**

$$\text{Acier total des planchers} = 14875.8 \times 10 = 148758 \text{ kg}$$

$$\text{Béton total des planchers} = 115.63 \times 10 = 1156.3 \text{ m}^3$$

VII.3.2.3. Voiles :

Les voiles du RDC (h=3m)

➤ **Voiles extérieurs :**

1. Béton :

$$[2 \times 11.97 + 2 \times 4.25 + 2.65] \times 3 \times 0.2 = 21.05 \text{ m}^3$$

2. Acier : (180 kg/ m³) :

$$\text{Acier} = 180 \times 21.05 = 3789 \text{ kg}$$

3. Coffrage :

$$\text{Surface du coffrage} = (21.05 / 0.20) \times 2 = 210.5 \text{ m}^2$$

➤ **Voiles intérieurs :**

1. Béton :

$$[5.4 + 3.5 \times 2 + 2.6] \times 3 \times 0.2 = 9 \text{ m}^3$$

2. Acier : (180 kg/ m³) :

$$\text{Acier} = 180 \times 9 = 1620 \text{ kg}$$

3. Coffrage :

Surface du coffrage = $(9 / 0,20) \times 2 = 90 \text{ m}^2$

✓ **Récapitulation pour les voiles :**

➤ **Voiles extérieur :**

Acier total = $3789 \times 10 = 37891 \text{ kg}$

Béton total = $21.05 \times 10 = 210.5 \text{ m}^3$

➤ **Voiles intérieur:**

Acier total = $1620 \times 10 = 16200 \text{ kg}$

Béton total = $9 \times 10 = 90 \text{ m}^3$

VII.3.2.4. Poteaux :

➤ **Poteaux du RDC (55x55x3) :**

1. Béton :

$[0,55 \times 0,55 \times 3] \times 44 = 39.93 \text{ m}^3$

2. Acier : (180 kg/ m³) :

Acier = $180 \times 39.93 = 7187.4 \text{ kg}$

3. Coffrage :

Surface du coffrage = $(39.93 / 0,55) \times 4 = 290.4 \text{ m}^2$

➤ **Poteaux du 1^{ème}, 2^{ème} et 3^{ème} niveaux (50x50x3) :**

1. Béton :

$[0,50 \times 0,50 \times 3] \times 44 = 33 \text{ m}^3$

2. Acier : (180 kg/ m³) :

Acier = $180 \times 33 = 5940 \text{ kg}$

3. Coffrage :

Surface du coffrage = $(33 / 0,50) \times 4 = 264 \text{ m}^2$

➤ **Poteaux du 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} niveaux (45x45x3) :**

1. Béton :

$[0,45 \times 0,45 \times 3] \times 44 = 26.73 \text{ m}^3$

2. Acier : (180 kg/ m³) :

Acier = $180 \times 26.73 = 4811.4 \text{ kg}$

3. Coffrage :

Surface du coffrage = $(26.73 / 0,45) \times 4 = 237.6 \text{ m}^2$

➤ **Poteaux des 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} niveaux (40x40x3) :**

1. Béton :

$$[0,40 \times 0,40 \times 3] \times 44 = 21.12 \text{ m}^3$$

2. Acier : (180 kg/ m³) :

$$\text{Acier} = 180 \times 21.12 = 3801.6 \text{ kg}$$

3. Coffrage :

$$\text{Surface du coffrage} = (21.12 / 0,40) \times 4 = 211.2 \text{ m}^2$$

✓ **Récapitulation pour les poteaux :**

$$\text{Acier total} = 7187.4 + 5940 \times 3 + 4811.4 \times 3 + 3801.6 \times 3 = 50846.4 \text{ kg}$$

$$\text{Béton total} = 39.93 + 33 \times 3 + 26.73 \times 3 + 21.12 \times 3 = 282.48 \text{ m}^3$$

I.4. Etude de prix

I.4.1. Barème de main-d'œuvre d'exécution

CATEGORIE	OHQ	OQ	OS	MO	C.P.L	C.G.E	C.P.E
A- Salaire de base DA/h	68,50	52,00	41,60	36,50	68,50	72,50	65,00
B- incidence heurs supplémentaires (1,6% de A)	1,09	0,83	0,66	0,61	1,09	1,16	1,04
C- S/total (A+B)	69,59	52,83	42,26	37,11	69,59	73,66	66,04
D- Indemnité expérience (10% de A)	6,85	5,10	4,16	3,65	6,85	7,27	6,50
E- Prime d'entretien	/	/	/	/	0,44	0,44	/
F- S/total (C+D+E)	76,44	58,03	46,42	40,76	76,88	81,35	72,54
G- Indemnité de panier	6,25	6,25	6,25	6,25	6,25	6,25	6,25
H-Indemnité de transport	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
I- Charge social (35% de C)	36,88	27,99	22,39	19,67	36,88	39,03	35,00
J- Outillage (3% de F)	2,29	1,74	1,39	1,22	2,30	2,44	2,17
K- Total (F+G+H+I+J) DA/h	122,91	95,06	77,50	68,95	123,36	130,12	117,01
L- Temps payé sans travail (6% de K)	7,37	5,70	4,65	4,14	7,40	7,80	7,02
TOTAL TAUX HORAIRES	130,28	100,76	82,15	73,09	130,76	137,09	124,03

Tab .I.1. Barème de main d'œuvre d'exécution.

OHQ : Ouvrier hautement qualifié

C.P.L : Chauffeur poids lourd

C.G.E : Conducteur grand engin

C.P.E : Conducteur petit engin

I.4.2. Barème des frais du Matériel

N°	Désignation	Cu/J	Energie	Conducteur	Ct/j [DA]
1	Camion benne 10t	7884.21	794.48	1176.84	9855.53
2	Camion plateau 2,5t	3874.56	435.60	1176.84	5505.00
3	Grue	1940.35	/	1241.28	3181.63
4	Bétonnière	593.86	259.20	1116.27	1969.33
5	Benne	28.95	/	/	28.95
6	Chargeur	9961.40	3240.00	1241.28	14442.68
7	Pelle hydraulique	10685.06	1944.00	1241.28	13870.33
8	Vibreux	127.00	165.12	/	292.12
9	Compteur	627.19	216.00	1241.28	2084.47

Tab .I.2. Barème des frais du Matériel.

Cu/j : prix unitaire par jour en DA

Ct/j : prix total par jour en DA

I.4.3. Prix unitaire des matériaux de construction

Liste des matériaux				
N°	Désignation		U	Prix unitaire [DA]
1	Sable	3000DA /t	m ³	4687,5
2	Gravier 5/15	2000DA/t	m ³	3400,00
3	Gravier 5/25	2000DA/t	m ³	3400,00
4	Ciment CPJ 50 kg	700 DA TTC	t	14000,00
5	Acier HA	76,00DA/Kg	t	76000,00
6	Point de coffrage	110,00Kg	kg	110,00
7	Fil d'attache	110,00Kg	kg	110,00
8	Bois de coffrage	1500,00 DA	m ³	15 00,00
9	Huile de coffrage	15,00DA	l	15,00

Tab .I.3. Prix unitaire des matériaux de construction.

I.4.4. Calcul des frais total des matériaux

➤ **Sable :**

Prix d'achat HT	4687,5 DA/m ³
Transport par camion de 10 T :	
<u>9855,53DA/J</u>	1407,93 DA/m ³
7m ³ /Vx1V/J	
Perte 3 %	<u>182,86 DA/m³</u>
	6278,29 DA/m³

➤ **Gravier 5/15 :**

Prix d'achat HT	3400,00 DA/m ³
Transport par camion de 10 T :	
<u>9855,53DA/J</u>	1407,93 DA/m ³
7 m ³ /Vx1V/J	
Perte 3 %	<u>144,23 DA/m³</u>
	4952,16 DA/m³

➤ **Gravier 5/25 :**

Prix d'achat HT	3400,00 DA/m ³
Transport par camion de 10 T :	
<u>9855,53DA/J</u>	1407,93 DA/m ³
7 m ³ /Vx1V/J	
Perte 3 %	<u>144,23 DA/m³</u>
	4952,16 DA/m³

➤ **Ciment C-P-J 42,5 :**

Prix d'achat HT	14000,00 DA/t
Transport par camion de 10 T :	
<u>9855,53DA/J</u>	985,55 DA/t
10 m ³ /Vx1V/J	
Déchargement et stockage :	
Mo 73,09 DA/h x 2,00h/t	146,18 DA /t
Perte 3 %	<u>393,95 DA/t</u>
	1584,48 DA/t

➤ **Aciers :**

Prix d'achat HT	76000,00 DA/t
Transport par camion de 10 T :	
<u>9855,53DA/J</u>	985,55 DA/t
10T/Vx1V/J	
Déchargement et rangement :	
Mo 73,09 DA/h x 1,50h/T...	109,63 DA/t
Perte 1 %	<u>670,55 DA/t</u>
	77725,43 DA/t

➤ **Fil d'attache**

Prix d'achat HT	110,00 DA/kg
Transport par camion de 2,5 T :	
<u>5505,00DA/J</u>	2,75 DA/kg

2000 kg/Vx1V/J	
Déchargement et stockage :	
Mo 73,09 DA/h x 2,00h/2000kg.....	0,07 DA/kg
Perte 2 %	<u>2,25 DA/kg</u>
	115.07 DA/kg

➤ **Pointes de coffrage :**

Prix d'achat HT	110,00 DA/kg
Transport par camion de 2,5 T :	
<u>5505,00DA/J</u>	2,75 DA/kg
2000 kg/Vx1V/J	
Déchargement et stockage :	
Mo 73,09 DA/h x 2,00h/2000kg.....	0,07 DA/kg
Perte de 2 %.....	<u>2,25 DA/kg</u>
	115,07 DA/kg

➤ **Huile de décoffrage :**

Prix d'achat HT	15,00 DA/l
Transport par camion de 2,5 T :	
<u>5505,00DA/J</u>	5,50 DA/l
1000L/V x 1V/J	
Déchargement et stockage :	
Mo 73,09 DA/h x 0,005h/L.....	0,36 DA/l
Perte 3 %	<u>0,62 DA/l</u>
	21.48 DA/l

➤ **Bois de coffrage :**

Prix d'achat HT	1500,00 DA/m ³
Transport par camion de 10 T :	
<u>9855,55DA/J</u>	985,55 DA/m ³
10 m ³ /Vx1V/J	
Déchargement et stockage :	
Mo 73,09 DA/h x 2,00h/m ³	146,18 DA/m ³
Perte 2 %	<u>52,63 DA/m³</u>
	2684,36 DA/m³

✓ **Récapitulation:**

Le prix réel = Le prix d'achat + frais de transport

N°	Désignation	U	Prix réel [DA]
1	Sable	m ³	6278,29
2	Gravier 5/15	m ³	4952,16
3	Gravier 5/25	m ³	4952,16
4	Ciment CPA 50 kg	t	15453,58
5	Acier HA	t	77725,43
6	Fil d'attache	kg	115,07
7	Point de coffrage	kg	115,07
8	Bois de coffrage	m ³	2684,36
9	Huile de coffrage	l	20,45

Tab .I.4. Prix réel des matériaux de construction.

I.4.5. Matériels au forfait :

Benne : 50,00 DA/m³
 Vibreur : 75,00 DA/ m³
 Echafaudage : 15,00DA/m²

I.4.6. Calcul de prix unitaire pour les travaux de terrassement et de bétonnage :

I.4.6.1. Terrassement :

Libellé	MO	FO	MS	MC	Total
Déblais et terrassement en grande masse, fouilles en excavation, profondeur de 0.00 A 2.50 m : Matériel spécifique : Pelle hydraulique : <u>109000DA/J</u> 50 m³/J			2180		2180
Prix unitaire (DA)	/	/	2180	/	2180

Tab .I.5. Le prix unitaire pour les travaux de terrassement.

MO : Main d'œuvre
FO : Fourniture
MS : Matériel spécifique
MC : Matière consommable

I.5. Devis quantitatif et estimatif :

I.5.1. Installation de chantier :

Les installations	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix total
Panneau de chantier	ens	/	1500	1500
Etude	ens	/	20000	20000
Bureau de chantier	u	1	55000	55000
Local pour échantillons	u	1	1000	1000
Salle de réunion	u	1	40000	40000
Vestiaires et sanitaires	u	1	4000	4000
Réfectoire	u	1	62500	62500
Nettoyage	ens	/	10000	10000
Géomètre	ens	/	1200	2200
Clôture de chantier	ml	140	1000	140000
Le prix total de l'installation de chantier (DA)				337200

Tab .I.6. Estimation du coût de l'installation de chantier.

I.5.2. Prix de Terrassement :

Travaux de terrassement	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix total [DA]
Décapage de la terre végétale	m ³	383	2180	834940
Le coût total de terrassement en DA				834940

Tab .I.7. Estimation du coût du terrassement.

I.5.3. Prix de l'infrastructure et la superstructure :

Section Infrastructure	U	Quant	Prix U	Montant
Béton armé en ciment C.P.J 425 dosé a 350 kg/m³ pour Fondation				
a) Radier	m ³	359.3	34000	12216200
b) Nervures	m ³	22.5	34000	765000
c) Béton de propreté	m ³	69.66	7000	1252620

Section Total en DA				14233820
Section Superstructure	U	Quant	Prix U	Montant
Béton armé dosé a 350kg/m³ de ciment C.P.J 425 en élévation constituant l'ossature exécuté conformément aux plans remis à l'exécution mise en œuvre a toutes hauteurs quel que soit la forme La section et les épaisseurs ainsi que la position de l'ouvrage Y/C Coffrage ferrailage, polystyrène pour joints de dilatation et autres sujétion				
a) Poteaux	m ³	282.8	34000	9615200
b) Poutres	m ³	333.4	34000	11335600
c) Acrotère	m ³	9.00	34000	306000
d) Escalier	m ³	24.24	34000	824160
e) Dalle pleine du balcon	m ³	43.3	34000	1472200
f) Plancher corps creux 16+5	m ²	1156.3	4000	4625200
g) Voile	m ³	300.5	34000	10217000
Section Total en DA				38395360

TAB. I.8. Estimation du coût de l'infrastructure et la superstructure.

Le coût estimatif de la tour R+9 = 337200+ 834940 +14233820 + 38395360 = 53801320 DA

TVA= 17%

TOTAL TTC = 62947544 DA

I.6. Devis quantitatif et estimatif du projet 154 logements

I.6.1. Prix de Terrassement :

No	Désignation des ouvrages				
1-00	TERRASSEMENT	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
1-01	Décapage des terres végétale sur une épaisseur quelconque,	m ²	1608,000	150,00	241 200,00
1-02	Fouilles en excavation, exécutées à l'aide d'engins mécaniques	m ³	7396,000	380,00	2 810 480,00
1-03	Remblais des fouilles avec des terres provenant des déblais	m ³	1151,000	350,00	402 850,00
1-04	Remblais en tuf à l'intérieur des bâtiments bien compactée ép. 30 cm	m ³	226,000	850,00	192 100,00
1-05	Transport des excédents des terres à la décharge publique,	m ³	2472,000	450,00	1 112 400,00
S/TOTAL					4 759 030,00

Tab .I.9. Estimation du coût du terrassement.

I.6.2. Prix de l'infrastructure et la superstructure du projet :

No	INFRASTRUCTURE ET SUPERSTRUCTURE				
2-00	INFRASTRUCTURE	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
2-01	Béton de Propreté en fond de fouilles, dosé à 150 Kg CPA/M3,	m ³	119,000	7 000,00	833 000,00
2-02	Béton armé pour radier dosé à 350 Kg CPA/M3	m ³	780,000	32 000,00	24 960 000,00
2-03	Béton armé pour voile vide sanitaire dosé à 350 Kg CPA/M3	m ³	119,000	32 000,00	3 808 000,00
2-04	Béton armé pour longrine dosé à 350 Kg CPA/M3	m ³	64,000	32 000,00	2 048 000,00
2-05	Béton armé pour amorce poteaux dosé à 350 Kg CPA/M3	m ³	80,745	32 000,00	2 583 840,00
2-06	forme de béton dosé a 250 kg cap 325 armé d'un treille soudé	m ³	54,000	22 000,00	1 188 000,00
2-07	Badigeonnage des surfaces d'ouvrages en fondation enterrés	m ²	454,000	150,00	68 100,00
2-08	Regard de chute 60 x 60 x 60	Unité	2,000	21 000,00	42 000,00
2-09	Regard de chute 70 x 70 x 70	Unité	8,000	23 000,00	184 000,00
2-10	Tuyauterie EV/EU PVC 150	ml	200,000	600,00	120 000,00
2-11	Tuyauterie EP PVC 100	ml	171,980	600,00	103 188,00
2-12	Tuyauterie EV / EU horizontale en VS diam 150	ml	137,000	500,00	68 500,00
2-13	Tuyauterie EV / EU horizontale en VS diam 125	ml	70,000	500,00	35 000,00
2-14	Tuyauterie EP horizontale en VS diam 200	ml	201,000	700,00	140 700,00
2-15	Tuyauterie EP horizontale en VS diam 250	ml	186,000	186,00	34 596,00
2-16	Joint de dilatation en polystyrène expansé	m ²	32,000	950,00	30 400,00
	travaux de confortement				0,00
2 17	démolition plancher corps creux y compris évacuations des gravât a la D, P	m ²	70,000	1 500,00	105 000,00
2 18	reprise plancher corps creux 16+5 y compris dalle de compression	m ²	70,000	3 500,00	245 000,00
2 19	béton armé pour voile et poteaux, poutres y compris produit sika coffrage et ferrailage	m ³	47,000	40 000,00	1 880 000,00
S/TOTAL					38 477 324,00
3-00	SUPERSTRUCTURE				
3-01	Béton armé pour poteaux dosé à 350 Kg CPA/M3	m ³	1030,000	34 000,00	35 020 000,00
3-02	Béton armé pour poutres et chainages dosé à 350 Kg CPA/M3	m ³	1569,000	34 000,00	53 346 000,00
3-03	Béton armé pour escalier dosé à 350 Kg/m3	m ³	231,000	34 000,00	7 854 000,00
3-04	Béton armé pour acrotère dosé à 350 Kg/M3	m ³	85,000	34 000,00	2 890 000,00
3-05	Plancher semi-préfabriqué 16 cm+5 cm y/c dalle de compression.	m ²	16800,000	3 000,00	50 400 000,00
3-06	Linteaux de 10cm d'épaisseur en béton armé	m ³	42,200	29 000,00	1 223 800,00

Estimation du coût

3-07	Appuis de baie en béton armé de 5cm d'épaisseur	m ³	56,000	29 000,00	1 624 000,00
3-08	Joint de dilatation en polystyrène expansé ép25 cm -	m ²	890,000	850,00	756 500,00
3-09	élément en béton pour brise soleil , avant potelet, dosé a 350 kg	u	19,000	3 500,00	66 500,00
3-10	Béton armé pour voile dosé à 350 Kg/M3	m ²	1633,000	34 000,00	55 522 000,00
				S/TOTAL	208 702 800,00

Tab .I.10. Estimation du coût de l'infrastructure et la superstructure.

Le coût estimatif de notre projet (154 logement) = 4 759 030 +38 477 324 + 208 702 800

= 251939154 DA

TVA= 17%

TOTAL TTC = 294768810 DA

RECAPITULATION GENERAL

D'après les calculs qui étaiis fais pour les finitions du projet en récapitule les résultats dans le tableau :

LOT : TERRASSEMENTS	4 759 030
LOT : INFRASTRUCTURE	38 477 324
LOT : SUPERSTRUCTURE	208 702 800
LOT : ETANCHEITE	8 476 800
LOT : MACONNERIE	25 087 500
LOT : REVETEMENTS SOLS ET PAROIS	161 923 660
LOT : MENUISERIE BOIS	24 393 200
LOT : MENUISERIE ALLUMINIUM	17 958 408
LOT : MENUISERIE METALLIQUE	9 037 000
LOT : ELECTRICITE	12 988 801
LOT : PLOMBERIE	44 849 480
LOT : CHAUFFAGE	75 379 240
LOT : PEINTURE VITRERIE	14 323 205
LOT : ASCENSSEURS	14 100 000

TOTAL EN HORS TAXES	670 456 448
T.V.A. 17 %	112277596.2
TOTAL EN TOUTES TAXES COMPRISES	792734044.2

Tab .I.11. Estimation du coût du projet

D'autre méthode pour l'estimation du coût :

Méthode forfaitaire :

C'est une méthode qui étudié rapidement pour l'estimation de coût et elle est définit par le produit de la surface habitable et le prix qui designer par l'états de valeur comprise entre 36000DA et 40000DA

Tour R+9 :

Surface habitable = 544.347 m²

Prix unitaire = 36000 DA/m²

544.347 m² x 36000 DA/m² = 19597320 DA/TTC

19597320 DA x 10 = 195973200 DA

Tour R+7 :

Surface habitable = 443.27 m²

Prix unitaire = 36000 DA/m²

443.27 m² x 36000 DA/m² = 15957720 DA/TTC

15957720 DA x 8 = 127661760 DA

Coût total du projet 154 logements = 823243120 DA/TTC

Conclusion

Pour ce faire, ce document a été divisé en deux parties principales. Dans un premier temps, il guide le lecteur dans une étude préliminaire d'étude de coûts d'un bâtiment R+9 usage d'habitation.

La deuxième partie, quant à elle, conduit le concepteur dans l'analyse et le calcul détaillé de tous les éléments de construction avec leur coûts et enfin le devis estimative de projet 154 logements

Dorénavant, tout concepteur pourra, grâce à ce nouvel outil de calcul, envisager avec plus de confiance l'utilisation et la mise en valeur de la grande variété des matériaux de construction qui est maintenant disponibles sur le marché

Bibliographie

Article de devis quantitatif estimatif du BET BEHA

Barème des honoraires

PFE ZELILEF Mohammed +_FICEL Abdenour promotion 2011

Conclusion Général

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude nous a permis de faire le lien entre les différentes connaissances acquises durant notre parcours de formation.

Nous avons pu consulter les règlements en vigueur et les différents ouvrages qui ont enrichi nos connaissances.

Pendant cette étude on a réalisé que le rôle d'un ingénieur ne s'arrête pas aux calculs mais à la conception, à l'identification des problèmes et l'élaboration des solutions les plus adéquates, en tenant compte des trois mots clés suivants :

Résistance , Stabilité et Économie.

On espère qu'à l'avenir on sera à la hauteur face à des projets réalisables.

Bibliographie

[01] C.G.S., D.T.R. C - 2.41 - Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, SARRI 1994

[02] C.G.S., D.T.R. C - 2.2 - Charges permanentes et charges d'exploitation.

[03] C.S.T.B., D.T.U. BAEL 91 révisé 99.

[04] C.G.S., D.T.R.C - 2.48 - Règles parasismiques algériennes RPA 99 version 2003, C.T.C. centre.

[08] Mme BAUCHE, Cours ouvrages et structures, ENP, 2012

[09] Mme CHIKH, Cours bâtiment, ENP, 2010

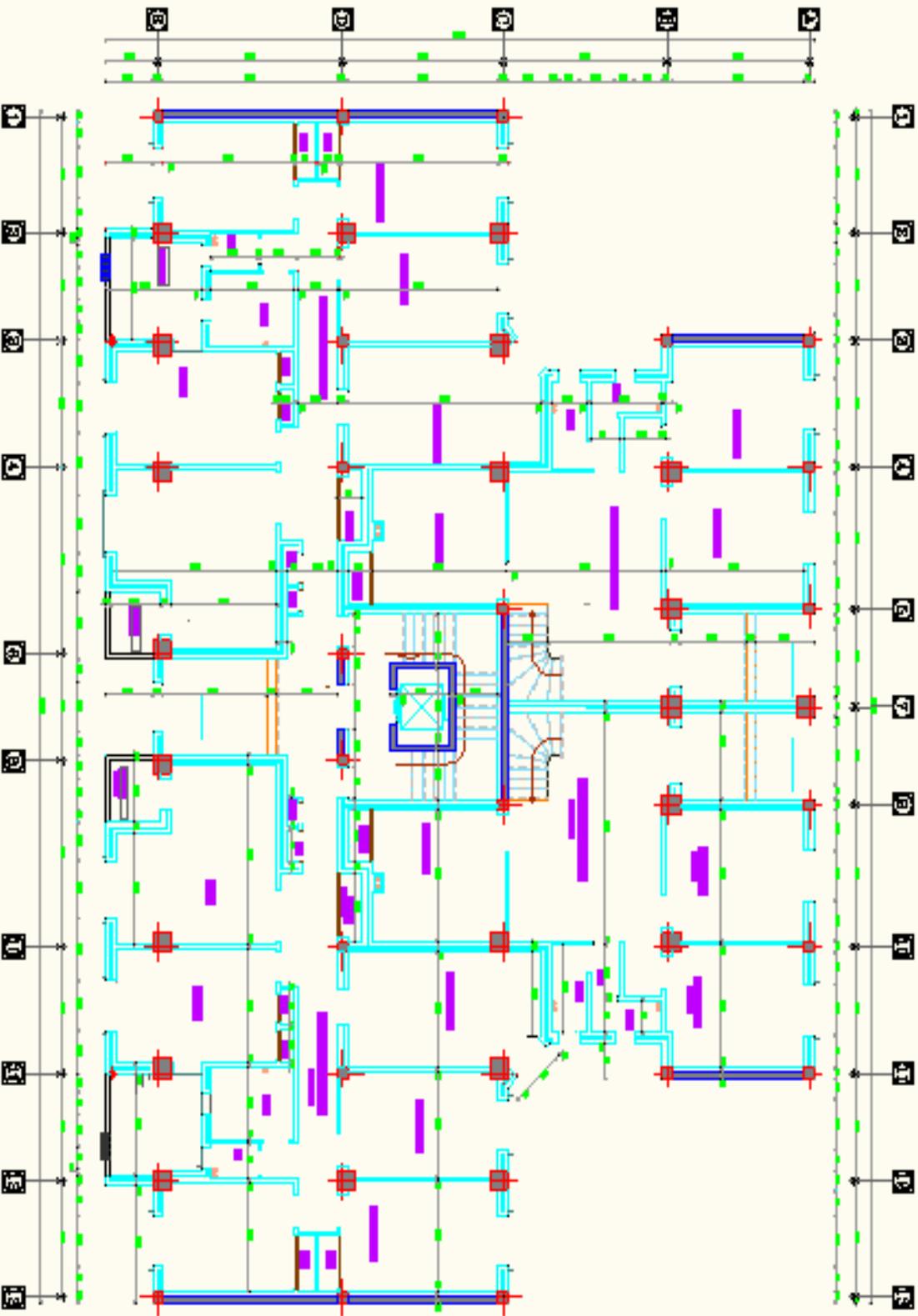
[10] M^{lle} GUENOUNOU Kahina Etude technique d'un bâtiment R+9

Logiciels :

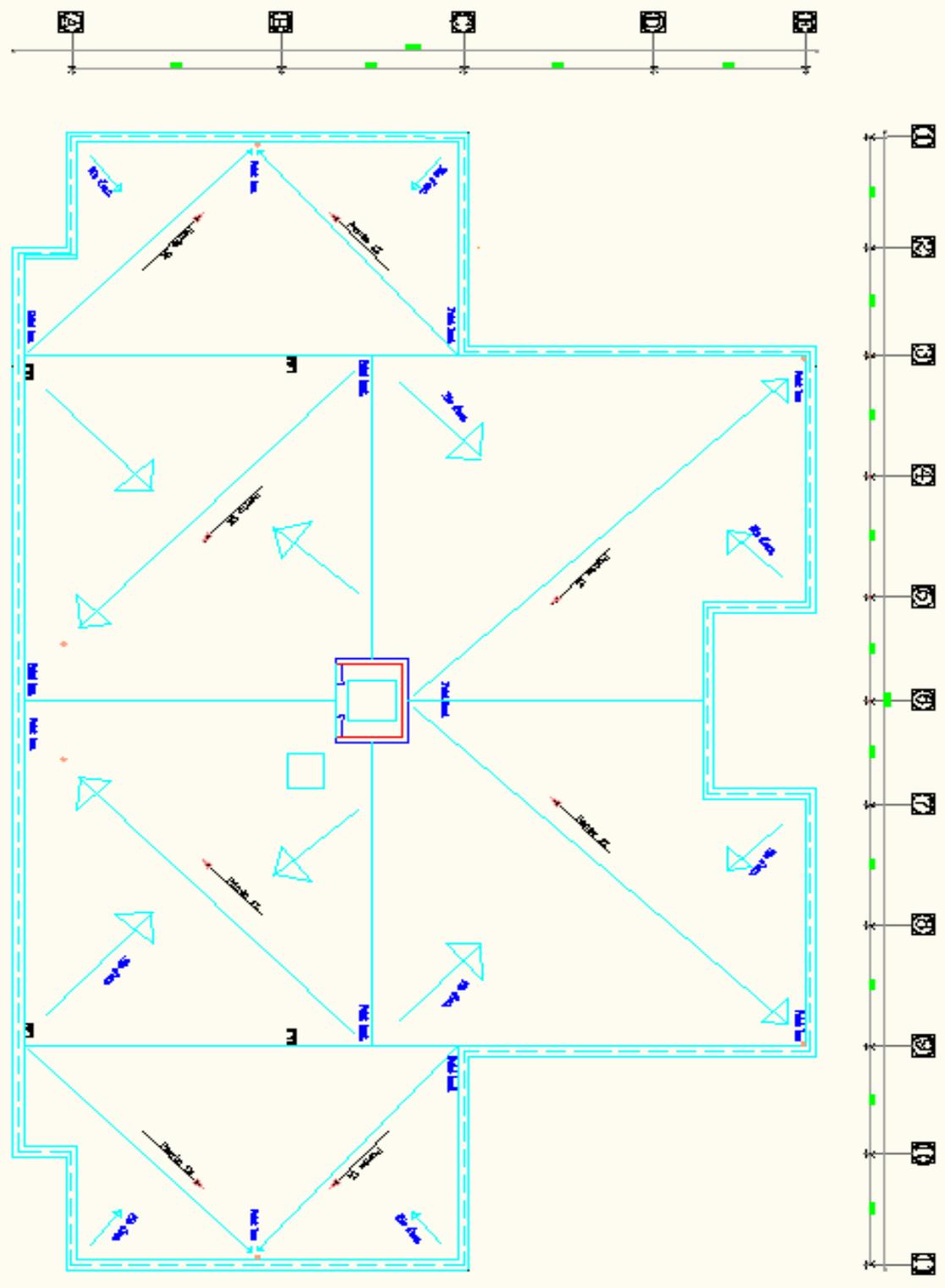
- SAP 2000 V15. Computer and Structures, Inc. université de Berkeley. California. 2007.
- SOCOTEC, Version 1.01.026, 1998.
- RDM 6, Version 6.17, 2011.
- AutoCAD 2010.
- Microsoft office Word 2010.
- Microsoft office Excel 2010

ANNEXE A

PLAN R.D.C



PLAN de Terrasse



ANNEXE B

RESULTATS DYNAMIQUE DE SAP2000

TABLE 1

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	99,9396	92,8653
MODAL	Acceleration	UY	99,886	90,3257
MODAL	Acceleration	UZ	83,711	60,5175

TABLE 2

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,607036	0,70788	0,00189	0,70788	0,00189
MODAL	Mode	2	0,539419	0,00198	0,62617	0,70986	0,62806
MODAL	Mode	3	0,380817	0,0000612	0,05863	0,70992	0,68668
MODAL	Mode	4	0,179568	0,15546	1,538E-07	0,86537	0,68668
MODAL	Mode	5	0,140256	0,0000032	0,17232	0,86538	0,85901
MODAL	Mode	6	0,095445	0,0000370	0,00037	0,86541	0,85938
MODAL	Mode	7	0,09023	0,06279	9,279E-08	0,9282	0,85938
MODAL	Mode	8	0,088311	4,859E-07	0,00028	0,9282	0,85966
MODAL	Mode	9	0,086424	0,0000019	0,04268	0,92821	0,90234
MODAL	Mode	10	0,083421	0,0000010	0,00091	0,92821	0,90325
MODAL	Mode	11	0,08256	0,000098	8,884E-08	0,92831	0,90325
MODAL	Mode	12	0,079821	0,00035	0,00000602	0,92865	0,90326

ANNEXE C

A.1. Introduction

Pour le calcul des sollicitations, nous avons utilisé le logiciel SAP qui a été élaboré par Computers and Structures Inc., Berkeley, California. SAP est l'abréviation de Structural Analysis Program. C'est un programme d'analyses dynamique et statique des structures basées sur une formulation en éléments finis avec des fonctions destinées à la conception de bâtiments.

Le concept de base est de créer un modèle comportant la structure du bâtiment et les niveaux (planchers) et les escaliers. Tous les autres éléments sont représentés comme des chargements.

La méthode d'analyse contient une large variété d'options de l'étude statique et dynamique. Les méthodes numériques utilisées permettent un transfert automatique des charges de niveaux aux éléments porteurs.

Parmi les problèmes spéciaux pris en considération dans l'étude : la localisation du centre de rigidité, les effets des déplacements libres dans les extrémités des éléments de la structure (degré d'encastrement), tout cela en utilisant des techniques numériques rapides avec un minimum d'efforts.

A.2. Types d'éléments

La discrétisation est faite en éléments non conformes pour avoir une convergence rapide sans passer à des éléments d'ordre supérieur [6]. Les déplacements sont exprimés par la relation :

$$u = \sum_i N_i u_i + \sum_1^3 \bar{N}_i \alpha_i$$

Les fonctions de forme utilisées sont en coordonnées naturelles normalisées :

$$N_i(\xi_i, \eta_i, \zeta_i) = g(\xi_i, \xi)g(\eta_i, \eta)g(\zeta_i, \zeta)$$

$$g_i = g(\xi_i, \xi) = \frac{1}{2}(1 + \zeta_i \zeta) \rightarrow \text{si } \zeta_i = \pm 1$$

$$g_i = g(\xi_i, \xi) = \frac{1}{2}(1 + \zeta_i \zeta) \rightarrow \text{si } \zeta_i = 0$$

Les termes des déplacements incompatibles N_i :

$$\bar{N}_1 = 1 - \xi^2$$

$$\bar{N}_2 = 1 - \eta^2$$

$$\bar{N}_3 = 1 - \zeta^2$$

L'intégration numérique

Dans le développement de la matrice de rigidité pour la méthode des éléments finis ; qui est basé sur des fonctions de déplacement approximatives qui ne satisfont pas l'équilibre, il a été prouvé que l'intégration avec des méthodes numériques approximatives peut donner un meilleur résultat, et converge plus rapidement qu'une intégration numérique.

L'intégration numérique se fait par la règle de Gauss qui s'écrit dans le cas unidimensionnel

$$I = \int_{-1}^1 f(s) \cdot ds = \sum_{i=1}^n W_i f(s_i)$$

L'intégrale est évaluée aux points de Gauss si avec leurs poids de Gauss correspondants W_i . Cette règle peut être étendue aux cas bidimensionnel ou tridimensionnel.

L'inversion des matrices

L'inverse d'une matrice s'obtient par la résolution du système suivant pour une matrice X de même taille que A en mettant B égale à l'identité :

$$A \cdot X = B \text{ avec } A \cdot A^{-1} = 1$$

La résolution se fait par la méthode d'élimination modifiée de Gauss. Pour une équation typique :

$$\sum_{j=1}^{Neq} a_{ij} X_j = b_i \text{ pour } i = 1 \dots N$$

Cette dernière peut se mettre sous la forme :

$$-\sum_{j=1}^{n-1} \overline{a_{nj}} X_j + \frac{b_n}{a_{nn}} - \sum_{j=n+1}^N \overline{a_{nj}} X_j = X_n$$

Maintenant x_n peut être éliminé de toutes les équations avant et après l'équation n. Par la suite, x_n va être déplacé vers la gauche de l'équation et b_n vers la droite, d'où :

$$\sum_{j=1}^{n-1} (a_{nj} - a_{nj} \overline{a_{nj}}) X_j - \frac{a_{jn}}{a_{nn}} b_n + \sum_{j=n+1}^N (a_{nj} - a_{nj} \overline{a_{nj}}) X_j = b_i \quad i=1 \dots n+1 \dots N$$

Après n transformations, la nouvelle forme du système d'équations peut s'écrire sous la forme matricielle suivante :

$$A^{(n)} \cdot X^{(n)} = b^{(n)}$$

Après N transformations :

$$A^{(N)} = A^{-1}, X^{(N)} = -b \text{ et } b^{(N)} = -X$$

La résolution des systèmes d'équations

En vue de réduire la taille des matrices à stocker et donc le volume de calculs à faire, la résolution passe d'abord par certaines procédures de condensation des matrices.

Si pour un degré de liberté le déplacement n'est pas empêché (force associée nulle), une diminution de la matrice de rigidité et du vecteur force sera obtenue avec les changements suivants :

$$\begin{aligned} \overline{K}_{ij} &= K_{ij} - K_{in} \frac{K_{nj}}{K_{nn}} \\ \overline{f}_{ij} &= f_{ij} - f_{in} \frac{f_{nj}}{f_{nn}} \end{aligned}$$

Cette opération se répète pour tous les déplacements libres, et après l'obtention des autres déplacements associés à l'élément, ils peuvent être calculés dans l'ordre inverse de leur élimination par la relation :

$$U_n = \sum_{j=1}^{n-1} \frac{K_{nj}}{K_{nn}} u_j + \sum_{j=n+1}^{12} \frac{K_{nj}}{K_{nn}} u_j f_n$$

Cette opération est appelée condensation statique ou élimination partielle de Gauss.

La matrice obtenue passe ensuite par l'opération d'élimination de Gauss (pour obtenir une matrice triangulaire supérieure).

En retournant à l'ordre original des inconnues nous obtenons une matrice bande symétrique. Ainsi, seuls les termes non nuls seront à stocker et la résolution pourra être faite.

La méthode la plus appropriée pour la résolution d'un système d'équations symétriques est la décomposition LDL^T . La méthode consiste à décomposer la matrice rigidité en un produit de trois matrices : une diagonale, une triangulaire inférieure et sa transposée.

$$A = LU = LDL^T$$

La décomposition se fait suivant un ordre précis (une ligne de U puis une colonne de L) par :

$$U_{ij} = A_{ij} - \sum_{k=1}^{i-1} L_{ik} U_{kj}$$

$$L_{kj} = \frac{U_{kj}}{U_{kk}}$$

Le système s'écrit donc :

$$Ax = LDL^T x = LDy = b$$