

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTURES

Présenté par : - BENOUGHIDENE Sara

- MOUES Racha

Analyse sismique et renforcement d'un bâtiment existant en vue d'une extension

Sous la direction de : Prof. NAFA Zahreddine

Juin 2022

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier le Dieu tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

Nous tenons aussi à exprimer notre sincère reconnaissance et notre profonde gratitude à Notre encadreur professeur NAFA Z. pour son soutien, sa disponibilité, ses orientations, ses précieux conseils et ses encouragements qui nous ont permis d'élaborer ce travail dans des bonnes conditions.

Nos vifs remerciements également aux membres du jury pour leurs attentions et intérêts pour notre travail. Merci de nous avoir honorés de votre présence.

Sans oublier de présenter nos sincères remerciements à nos parents qui ont été toujours présents pour nous encourager durant notre parcours de nos études, ainsi que pour leurs aides, leurs compréhensions et leurs soutiens.

Notre remerciement vont aussi au corps professoral et administratif de la Faculté des Sciences et de la Technologie " Département de génie civil et d'hydraulique", pour la richesse et la qualité de leur enseignement et les efforts qu'ils ont déployé au profit de leurs étudiants.

Nous souhaitant adresser nos remerciements les plus sincères aux personnes qui nous ont apporté leur aide et qui ont contribué l'élaboration de ce mémoire.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et amis de proche ou de loin, qui nous ont toujours encouragées au cours de la réalisation de ce mémoire.

Merci à tous et à toutes.

Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude, l'amour, le respect, la reconnaissance, c'est tout simplement que : Je dédie ce mémoire de fin de cycle de Master 2 à :

Mon très cher Père SEBTI: Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime et le respect que j'ai toujours pour vous. Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail et le fruit de vos sacrifices que vous avez consentis pour mon éducation et ma formation le long de ces années.

Ma tendre Mère HABIBA : Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte. Tu as fait plus qu'une mère puisse faire pour que ses enfants suivent le bon chemin dans leur vie et leurs études. Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour.

Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

Mon mari et ma famille

Pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral.

Mon binôme et ma camarade RACHA.

Tous mes enseignants depuis ma première année d'études.

Tous les membres de ma promotion.

Sans oublier tous mes amis, professeur, famille, connaissance que je ne pourrai citer. Je vous dis merci.

Merci d'être toujours là pour moi

Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude, l'amour, le respect, la reconnaissance, c'est tout simplement que : Je dédie ce mémoire de fin de cycle de Master 2 à :

Mon très cher Père HAMID : Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime et le respect que j'ai toujours pour vous. Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail et le fruit de vos sacrifices que vous avez consentis pour mon éducation et ma formation le long de ces années.

Ma tendre Mère FATIMA : Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte. Tu as fait plus qu'une mère puisse faire pour que ses enfants suivent le bon chemin dans leur vie et leurs études. Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour.

Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

Mon mari NADJI et sa famille

Mes très chères sœur " HANENE, ASMA, " et mes très chères frères " AYMEN, BADRI "

Pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral.

Les princes de ma sœur les garçons ANES, ABDOU

Mes tantes et à toute ma famille.

Mon binôme et ma camarade SARA.

Tous mes enseignants depuis ma première année d'études.

Tous les membres de ma promotion.

Sans oublier tous mes amis, professeur, famille, connaissance que je ne pourrai citer. Je vous dis merci.

Merci d'être toujours là pour moi

ملخص

الغرض الرئيسي من مذكرة نهاية الدراسات هذه هو تقييم الأداء الزلزالي لبناء قائم والاستنتاج فيما يتعلق بامتثال هذا البناء لتوصيات أحدث إصدار من نظام مقاومة الزلزال الجزائري ، 99 RPA. إصدار 2003 ، ثم اقتراح الحلول المناسبة لإعادة تأهيل هذا البناء.

في نهاية دراستنا ، خلصنا إلى أن جميع القوالب والتعزيزات للعناصر الرئيسية للهيكل تتوافق مع متطلبات RPA وأوصينا من أجل تأهيل هذا البناء فيما يتعلق بأحدث إصدار من RPA. بأن يتم إنشاء جدار دائري حول الاساسات وكذلك يجب أن يتم حساب وصنع مجموعة من الجدران الداعمة في كلا الاتجاهين وعلى ارتفاع المبنى بالكامل.

Abstract

The main purpose of this end-of-studies work is to evaluate the seismic performance of an existing construction and to conclude as to the compliance of this construction with the recommendations of the latest version of the Algerian seismic regulations, the RPA. 99 version 2003, then propose appropriate solutions to rehabilitate this construction.

At the end of our study, we concluded that all the formwork and reinforcement of the main elements of the structure comply with the requirements of the RPA and we recommended that so that this construction be rehabilitated with regard to the latest version of the RPA a peripheral wall must be made and that a set of bracing walls must be calculated and made in both directions and over the entire height of the building.

Résumé

Le but principal de ce travail de fin d'études est d'évaluer les performances sismiques d'une construction existante et de conclure quant à la conformité de cette construction vis-à-vis des recommandations de la dernière version du règlement parasismique algérien le RPA 99 version 2003, puis proposer les solutions adéquates pour réhabiliter cette construction.

Au terme de notre étude, nous avons conclu que l'ensemble des coffrages et ferrillages des éléments principaux de la structure sont conformes aux exigences du RPA et nous avons recommandé pour que cette construction soit réhabilitée vis-à-vis de la dernière version du RPA qu'un voile périphérique soit réalisé et qu'un ensemble de voiles de contreventement doit être calculé et réalisé dans les deux sens et sur toute la hauteur du bâtiment.

Sommaire

Introduction générale1

CHAPITRE I

Techniques de diagnostic et reconnaissances

I.1.Introduction.....3

I.2. Choix des investigations3

I.2.Reconnaissance du sol5

I.2.1.Fondations sur un bon sol5

I.2.2.Fondations sur un mauvais sol6

I.2.3.Fondations superficielles6

I.2.4.Fondations profondes6

I.2.5.Choix du mode de fondation7

I.2.6.Diagnostic des fondations.....7

A. Examen des questions soulevées par l'étude de sol d'origine.....7

B. Démarche du diagnostic7

I.2.6.Approche géotechnique : étude de reconnaissance des sols8

I.3.Techniques de diagnostic des structures9

I.3.1.Diagnostic et vérification des structures9

A. Structure non dégradée.....9

B. Structure dégradée.....9

I.3.2.Évaluation structurale d'un ouvrage10

I.4.Techniques de reconnaissances des matériaux11

I.4.1.Caractéristiques des bétons12

I.4.2.Caractéristiques des armatures	18
I.4.3.Repérage de structures existantes	18
I.4.4.Sondage du sol.....	18

Chapitre II

Types de renforcement des structures

II.1.Introduction.....	19
II.2.Critères de choix d'une solution de renforcement.....	19
II.3.Chemisage en béton armé.....	20
II.3.1.Préparation du support béton et des armatures.....	20
II.3.2. Mise en place des produits de scellement.....	21
II.3.3.Mise en place du béton	21
II.3.4. Essais et contrôles.....	22
II.3.5. Avantages et inconvénients du chemisage en béton armé.....	23
II.3.6. Détails, technologies et aspects de construction.....	23
II.4. Chemisage par matériaux composites.....	25
II.4.1.Fonctionnement d'une structure renforcée par des matériaux composites collés.....	26
II.4.2.Utilisation des PRF (Platelet Rich Fibrin.....	27
II.4.3.Technique de mise en œuvre des matériaux composites.....	28
II.4.4.Essais et contrôles	29
II.4.5.Avantages et inconvénients du chemisage en matériaux composites.....	30

A. Les avantages.....	30
B. Les inconvénients.....	30
II.4.6. Caractéristiques des fibres.....	30
II.4.7. Caractéristiques des polymères.....	32
II.4.8. Confinement par PRF.....	33
II.4.9. Renforcement à la flexion des poteaux par PRF collés.....	33
II.4.10. Echec par séparation des PRF.....	34
II.5. Chemisage en acier.....	35
II.5.1. Test expérimental.....	36
II.5.2. Conclusions du test.....	37
II.5.3. Avantages et inconvénients du chemisage en acier.....	37
II.6. Technique de réparation et de renforcement des joints	
poteau–poutre.....	38
II.6.1. Chemisage en béton.....	38
II.6.1. Chemisage en acier.....	39
II.6.2. Chemisage en polymères renforcés de fibre.....	39

CHAPITRE III

CONCEPTION PARASISMIQUE DES BATIMENTS

III.1 Choix Du Site	41
III.2. Reconnaissances et études de sol	41
III.3. Implantation des ouvrages	41

III.4. Infrastructure et fondations l'infrastructure	42
III.5.superstructre	42
III.5.1. Régularité	43
III.5.2. Joints.....	43
III.5.3. Matériaux et techniques de construction.....	44
III.5.4 Systèmes structurels	44
III.5.5. Ductilité.....	44
III.5.6. Eléments non-structuraux	
III.6. Modélisation et méthodes de calcul	44

CHAPITRE IV

Présentation de l'ouvrage

IV 1. Introduction	45
IV.1.1Généralités	45
IV.2. Description de l'ouvrage.	45
IV.2.1.Dimesio en élévation	45
IV.2.2. Dimension en plan	45
IV.2.3. Ossature de l'ouvrage	46
IV.2.4. Planchers	46
IV.2.5. Maçonnerie.....	46
IV.2.6. Escaliers	47
IV. 2.7. Revêtement.....	47
IV.2.8. Acrotères	47
IV.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux	47
I.3.1.Composants du béton	47
I.3.2. Caractéristiques mécaniques de l'acier	52
IV.4. Actions et sollicitations	54
IV.5. Règles de calcul et caractéristique des matériaux	55

IV.6. Documents fournis par le propriétaire.....58

CHAPITRE V

Pré dimensionnement des éléments

Et descente charge

V.1 Introduction 63

V.2 Pré dimensionnement du plancher 63

V.2.1. plancher à corps creux 63

V.2.2. Pré-dimensionnement des poutrelles 65

V.2.3. Pré dimensionnement des poutres 66

 V.2.3.1. Poutres longitudinales (principale) 67

 V.2.3.2. Poutres transversales (secondaire) 68

 V.2.3.3. Poutre palière 69

V.3. Pré dimensionnement des escaliers..... 69

V.4. Descente des charges 71

V.5. Pré dimensionnement des poteaux 77

II.5.1. Etapes de Pré dimensionnement 77

II.5.2. Pré dimensionnement des poteaux 77

V.6. Pré dimensionnement des semelle.....82

Chapitre VI

Etude Sismique De la Structure

VI.1. Introduction 83

VI.2. Choix de la méthode de calcul 83

VI.3. Méthode de calcul du contreventement.	84
VI.4. Calcul de la force sismique total	84
VI.5. Nombre de mode à considérer	87
VI.6. Modélisation	87
VI.7. Résultats	88
VI.8. Calcul de la force sismique statique	94

Chapitre VII

Ferraillage des éléments structuraux

VII .1. Introduction	98
VII.2. Etude de ferraillage des poteaux	98
VII.2.1. Combinaisons spécifiques de calcul	98
VII.2.2. Calcul du ferraillage longitudinal	99
VII.2.3. Calcul des armatures transversales	100
VII.2.4. Méthode de calcul du ferraillage longitudinal	101
VII.3. Ferraillage des poutres	104
VII.3.1. Armatures longitudinales	105
VII.3.2. Armatures transversales	105
A. Etude des poutres Principales	106
B.Etude des Poutres Secondaires	113
VII.4.Etude des fondations	119
VII.4.1.Ferraillage de la semelle.....	119
VII.4.2.Les longrines	123

Conclusion générale et recommandations.....125

Bibliographie

Liste des Figures

Figure I.1 : Schéma du choix d'investigation.....	04
Figure I.2 : Les différents types de fondation.....	05
Figure I.3 : Schéma des investigations non destructives	13
Figure I.4 : L'auscultation sonique des bétons	15
Figure I.5 : Scléromètre.....	15
Figure I.6 : Schéma des investigations destructives.....	16
Figure I.7 : Prélèvement d'acier.....	17
Figure I.8 : Mesure du potentiel de corrosion.....	18

Figure II.1 : Chemisage en béton armé.....	21
Figure II.2 : Coulage du béton	22
Figure II.3 : Injection du béton en sous face	22
Figure II.4 : Dispositions possible d'armatures sur poteau.....	24
Figure II.5 : Chemisage d'une seule face.....	24
Figure II.6 : Chemisage sur voile.....	25
Figure II.7 : Traitement et renforcement par PRFC.....	26
Figure II.8 : Schématisation de l'expérience	27
Figure II.9 : Tissus en fibre	28
Figure II.10 : Lamelles.....	29
Figure II.11 : Chemisage en fibre d'un poteau	33
Figure II.12 : Technique de chemisage.....	34
Figure II.13 : Chemisage d'un poteau en acier.....	36
Figure II.14 : Différents types de chemisage en acier	36
Figure II.15 : Renforcement en béton armé des joints	38
Figure II.16 : Renforcement d'un nœud à multi branches.....	39
Figure II.17 : Renforcement d'un nœud deux branches.....	40
Figure II.18 : Renforcement par composites putrides	40

Figure IV.1: Plancher à corps creux	46
Figure IV.2 : Brique creuse	47
Figure IV.3 : Diagramme Parabole-rectangle	51
Figure IV.4: Diagramme Contraintes-Déformations	53

Figure V.2.1: Plancher à corps creux	63
Figure V.2.2 : coupe verticale du plancher à corps creux	64
Figure V.2.3 : Schéma de Pré dimensionnement du plancher	66
Figure V.2.4: Section de la poutre	67
Figure V.2.5 : Section de la poutre principale	68
Figure V.2.6 : Section de la poutre secondaire	68
Figure V.3.1 : schéma des escaliers	70
Figure V.4.1 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux	72
Figure V.4.2: Coupe plancher étage courant	73
Figure V.4.3: Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine	74
Figure V.4.4 : Remplissage en double paroi	74
Figure V.4.5: Mur extérieur	74
Figure V.4.6: Mur simple cloison	75
Figure V.5.1 : Représentation du poteau central le plus sollicité	78
Figure V.6 : Dimention de la semelle	82

FigureVI.6.1: Modèle numérique en 3D	88
Figure VI.6.2 : Spectre de réponse	90
Figure VI.6.3 : 1 ^{er} mode de déformation de la structure (translation selon l'axe X) vue: X-Y(résultats de Robot 2010	90
Figure VI.6.4: 2 ^{er} mode de déformation de la structure (translation selon l'axe Y) vue : X-Y(résultats de Robot 2010	91

Figure VI.6.5 : 3 ^{er} mode de déformation de la structure (translation selon l'axe Z)	
Vue : X-Y (résultats de Robot 2010	91
Figure VI.6.6 : 4 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : X-Z (résultats de Robot 2010).	92
Figure VI.6.7 : 5 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques	
Vue : Y-Z (résultats de Robot 2010	92
Figure VI.6.8 : 6 ^è re mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques	
Vue : 3D (résultats de Robot 2010	93
Figure VI.6.9 : 7 ^è me mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D (résultats de Robot 2010	93
<hr/>	
Figure VII.2.1 : digramme des moments des poutres principales (combinaison ELU)	98
Figure VII.2.2 : Coupe de ferrailage des poteaux (30×40) cm ²	104
Figure VII.3.1 : Diagramme des moments des poutres principales (Combinaison ELU).....	107
Figure VII.3.2 : Diagramme des moments des poutres principales (Combinaison ELS)	107
Figure VII.3.3 : Diagramme des moments des poutres principales (Combinaison ACC).....	108
Figure VII.3.4 : Ferrailage en appuis des PP	112
Figure VII.3.5 : Ferrailage en travée des PP	112
Figure VII.3.6 : Diagramme des moments des poutres secondaires (Combinaison ELS) ...	113
Figure VII.3.7 : Diagramme des moments des poutres secondaires (Combinaison ELU)....	113
Figure VII.3.8 : Diagramme des moments des poutres secondaires (Combinaison ACC) .	114
Figure VII.3.9 : Ferrailage en travée des PS	118
Figure VII.3.10 : Ferrailage en appuis des PS	118
Figure VII.4.1 : Schéma de ferrailage de la semelle	122
Figure VII.4.2 : Ferrailage de la semelle isolée	123

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Caractéristiques mécaniques des différents types de fibres	31
Tableau II.2 : Comparaison des performances de différents types de fibres.....	32
Tableau II.3 : Comparaison de tous les modèles	37
<hr/>	
Tableau IV.1 : La limite d'élasticité de l'acier	52
<hr/>	
Tableau V.5.1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux...71	
Tableau V.5.2 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.....72	
Tableau V.5.3 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine.....73	
Tableau V.5.4 : Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur	74
Tableau V.5.5 : Charge permanente du mur double cloison	75
Tableau V.5.6 : Evaluation des charges permanentes de palier.....76	
Tableau V.5.7 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau RDC et EC	76
Tableau V.6.1 : Pré dimensionnement des poteaux	77
Tableau V.6.2 : Calcule l'effort admissible des poteaux \bar{N}_u79	
Tableau V.6.3 : Détermination des charges d'exploitations	80
Tableau V.6.4 : Vérifications de l'effort normale des poteaux $1.1N_u \leq \bar{N}_u$81	
Tableau V.6.5 : vérification de la contrainte du béton $(N_u/B) \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ des poteaux	81

Tableau V.6: Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux	82
<hr/>	
Tableau VI.1: Périodes et facteurs de participation modal.....	88
Tableau IV.2. Les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons Sismiques.	95
<hr/>	
TableauVII.2.1: A_u (min) et A_u (max) Selon le BAEL 91 de chaque section du poteau.....	99
TableauVII.2.2: A_u (min) et A_u (max) Selon le RPA 99 de chaque section du poteau	99
Tableau VII.2.3: A_u (min) de chaque section du poteau	100
Tableau VII.2.4: Résultats des efforts correspondant à chaque poteau	102
Tableau VII.2.5: Résultats du ferrailage par niveau	104
Tableau VII.3.1 : calcul des armatures longitudinales	106
Tableau VII.3.2: Ferrailage des poutres principales	111
Tableau VII.3.3: calcul des armatures longitudinales	113
Tableau VII.3.4: Ferrailage des poutres secondaires.....	117



*Introduction
Générale*

INTRODUCTION GENERALE:

Dans le passé, la plupart des bâtiments était construit pour supporter les charges de gravité, et des charges latérales inférieures à celles utilisées aujourd'hui. Un mauvais recouvrement des armatures longitudinales ou un mauvais confinement dans des zones d'apparition des rotules plastiques peut être catastrophique, donc, les structures ayant une déficience similaire doivent être réhabilitées. De là, les renforcements et contreventements sont nécessaires, et même dans certains cas, ils sont primordiales.

Ces renforcements sont achevés en améliorant la résistance, la raideur et la ductilité des structures. Des recherches importantes sont réalisées pour développer le domaine de contreventement et de renforcement.

Tant de solutions de réhabilitation sont valables, mais le but est de choisir la meilleure solution convenable à chaque projet. On commence donc en évaluant l'existant dans notre structure. L'évaluation de la performance sismique est conduite par quatre différentes procédures : calcul linéaire statique, calcul linéaire dynamique, calcul non linéaire statique ou calcul non linéaire dynamique. Après la fin de l'analyse, on choisira la meilleure solution et la meilleure technique.

Or, la réhabilitation s'effectue au niveau des éléments et au niveau du système. Ainsi, les éléments (poutres, poteaux, semelles...) sont renforcés par exemple par des chemises, par démolition et reconstruction... Et le système est modifié par ajout de nouveaux voiles de contreventement, des entretoises...

Dans notre travail de fin d'étude de master, nous étudions un bâtiment à usage d'habitation existant, situé à Guelma et que nous nous proposons d'analyser du point de vue sismique, en vue d'une réhabilitation ou d'une extension.

Le bâtiment est constitué d'un RDC plus deux niveaux, il a été construit dans les années 80, il est doté d'une structure en portiques en béton armé.

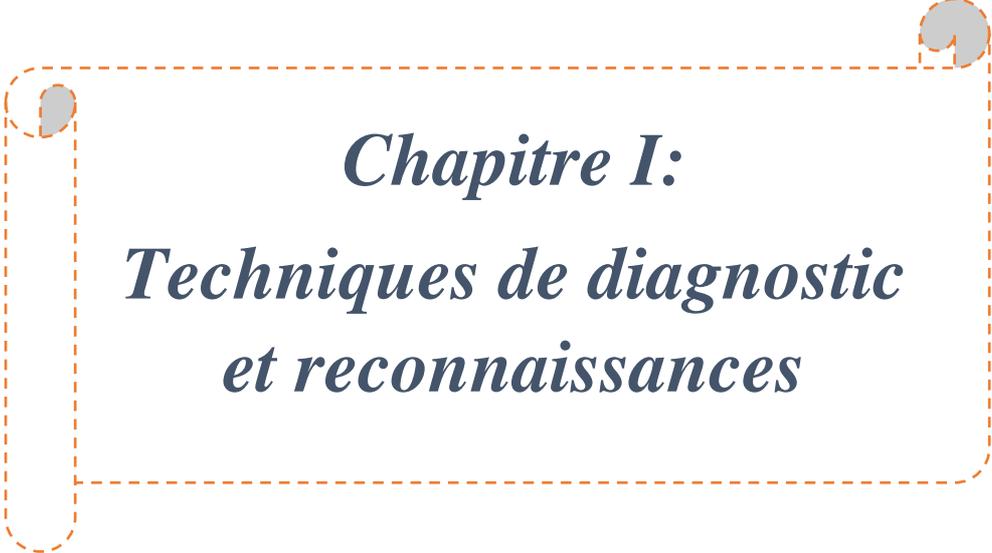
Notre mémoire de recherche est divisé en deux parties, une partie d'étude et de recherche bibliographique comporte trois chapitres et une deuxième partie comporte la notice de calcul et enfin le mémoire est clos par une conclusion générale comportant les recommandations préconisées pour réhabiliter ce bâtiment.

Dans le premier chapitre, on fait une synthèse des méthodes d'investigation, de diagnostic et de reconnaissance que ce soit pour le sol, la structure ou les matériaux constituant la construction étudiée. Le deuxième chapitre est consacré à un recensement non exhaustif des différentes techniques de renforcement des structures.

Le chapitre trois est un résumé de la conception parasismique des constructions, où on donne les notions de base de la conception parasismique préconisés dans les règlements et principalement le Règlement Parasismique Algérien (RPA).

La deuxième partie constitue la notice de calcul du mémoire et comporte les quatre derniers chapitres ; le chapitre quatre est une présentation détaillée du bâtiment étudié. Dans le chapitre cinq nous présentons le pré-dimensionnement des éléments de la structure. L'étude sismique est traitée dans le chapitre six. Enfin le ferrailage des éléments de la structure fait l'objet du chapitre sept.

La conclusion générale comporte les enseignements tirés de cette étude mais surtout nos recommandations pour réhabiliter cette construction du point de vue sismique.



*Chapitre I:
Techniques de diagnostic
et reconnaissances*

CHAPITRE I : Techniques de diagnostic et reconnaissances

I.1.Introduction :

Cette étape précède toutes les autres dans le processus et est destinée à récolter le maximum de renseignements utiles à l'examen du comportement des bâtiments.

En matière de bâti existant, contrairement aux bâtiments neufs pour lesquels le dimensionnement est connu, la collecte d'informations précises et détaillées est souvent difficile. Mais une telle collecte doit être faite car la précision des méthodes d'évaluation de la capacité résistante du bâtiment va dépendre très fortement de la précision des données d'entrée fournies par la reconnaissance. L'objectif de ce chapitre est donc de décrire un certain nombre de méthodes permettant d'avoir des informations plus ou moins précises, et de donner quelques indications pour pallier le manque de renseignements, ce qui arrive assez souvent.

Il faut noter que le type et la précision des renseignements disponibles pour un bâtiment donné peuvent être très variables selon l'âge, le type de structure et l'utilisation du bâtiment. En fonction de l'objectif de l'évaluation de la capacité résistante des bâtiments, la précision recherchée sera différente selon le type d'étude prévue (par exemple, estimer la vulnérabilité d'un bâtiment donné face au séisme, savoir si un programme de renforcement est nécessaire, chiffrer un tel programme, etc.). Ainsi, au vu des coûts de certaines mesures de renforcement, il peut être rentable de consacrer un peu plus de moyens à la collecte d'informations sur l'état du bâtiment avant renforcement, afin de choisir la méthode la plus adaptée et de la dimensionner au mieux.

Un des rôles de l'ingénieur en charge d'une opération d'évaluation de la capacité résistante d'un bâtiment est donc de trouver un compromis pertinent entre la précision souhaitée des données et le coût des investigations nécessaires en fonction de l'objectif recherché. Trois moyens d'obtenir des renseignements sur la structure d'un bâtiment vont être examinés dans ce qui suit :

- les informations pouvant être déduites de l'âge du bâtiment en fonction des codes de conception-calcul en vigueur à l'époque de la construction.
- les investigations d'éléments structuraux.
- l'adoption de caractéristiques par défaut des matériaux (issus du retour d'expérience).[2]

I.2. Choix des investigations :

Le choix des investigations dans un diagnostic d'ouvrage dépend de plusieurs paramètres. Il est primordial de les évaluer afin de mettre en œuvre mission. Ces différents paramètres sont les suivants:

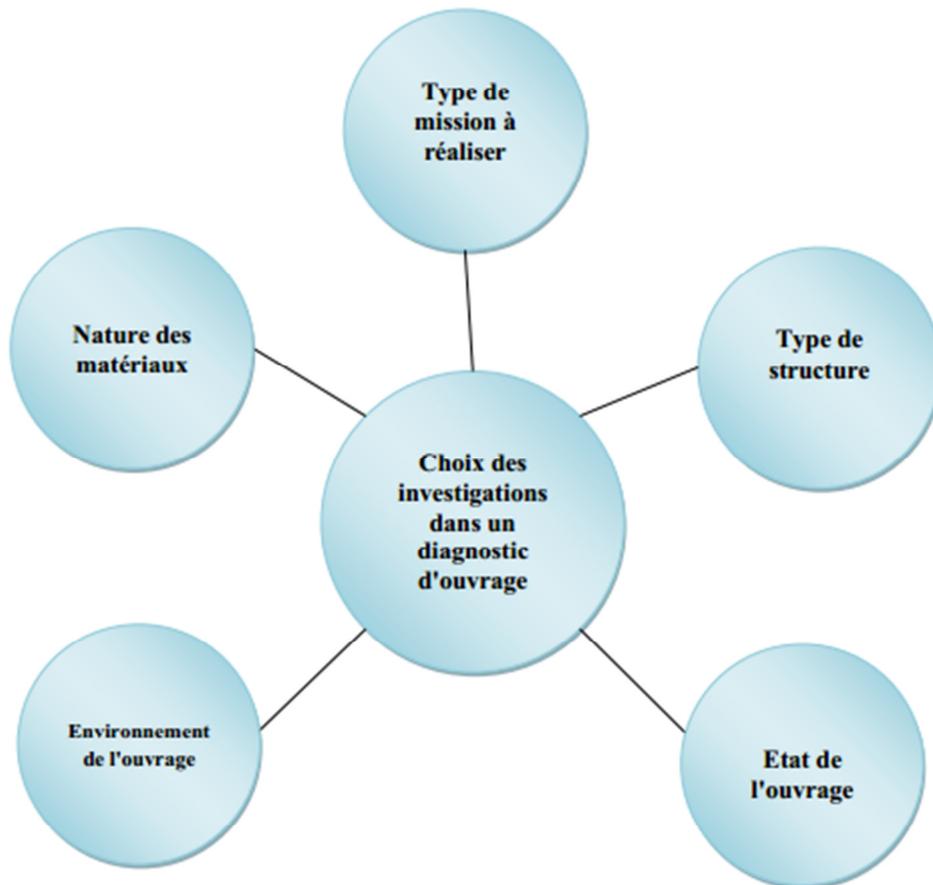


Figure I.1 : Schéma du choix d'investigation [4]

Le choix des investigations dépend de :

- **Type de mission à réaliser:**

Diagnostic de maintenance en vue d'éventuelles réparations, diagnostic structure pour un calcul de résistance ou encore évaluation des risques vis-à-vis des biens et des personnes.

- **Nature des matériaux:**

Les matériels et techniques utilisés pour réaliser le diagnostic ne sont pas les mêmes si l'on a à faire à du béton, de l'acier, du bois ou encore de la pierre.

- **Type de structure:**

Géométrie et taille de l'ouvrage.

- **Etat de l'ouvrage:**

Les investigations dépendent des désordres qui affectent l'ouvrage. On aura par exemple recours à un matériel particulier en présence de fissures ou d'armatures corrodées dans le béton.

- **Environnement de l'ouvrage :**

L'étude porte également sur l'environnement dans lequel se trouve l'ouvrage car certains désordres y sont parfois directement liés. C'est ainsi fréquemment le cas pour les structures soumises à des attaques chimiques.

De plus, les accès limités voire impossibles sur une partie de la structure peuvent être un frein à la réalisation d'investigations et nécessiter l'utilisation de moyens spécifiques (nacelle, échafaudages, etc.).[4]

I.2.Reconnaissance du sol :

Dès le XIXe siècle, une tarière à main était enfoncée dans le sol par battage, afin de récupérer des échantillons par rotation. Les sols ainsi reconnus étaient classés en deux catégories :

- les bons sols, composés de matériaux plutôt incompressibles de type roche, gravier, sable, argile compacte, par exemple, qui servaient de niveau d'assise de fondations dites superficielles ;
- les mauvais sols tels que les sables bouillants, les terres limoneuses, les terrains tourbeux, etc. qui ne pouvaient pas servir d'assise et nécessitaient d'aller chercher un meilleur niveau d'assise en profondeur par l'intermédiaire de fondations dites profondes.

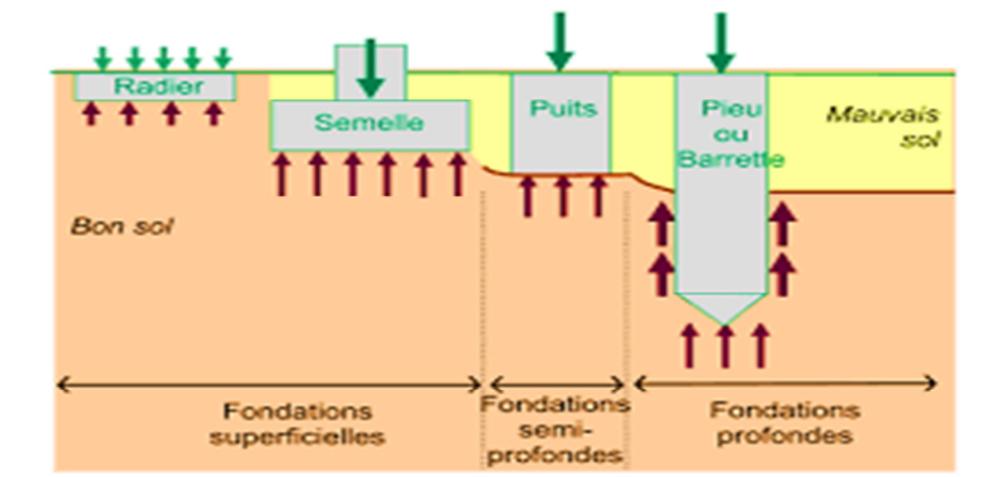


Figure I.2 : Les différents types de fondation

I.2.1.Fondations sur un bon sol :

Si le bon sol se trouvait à faible profondeur, les murs maçonnés en pierres de carrière étaient approfondis et épaissis jusqu'à ce niveau : cela faisait office de fondations. La largeur de cette

surépaisseur était au moins le double de l'épaisseur du mur au rez-de-chaussée ; la profondeur d'ancrage dans le « bon sol » était de l'ordre du mètre.

I.2.2.Fondations sur un mauvais sol :

Sur un mauvais sol, on avait recours à des fondations plus profondes :

- soit par l'intermédiaire de voûtes renversées.
- soit au moyen de pieux en bois battus jusqu'au refus : les têtes de pieux étaient liaisonnées par une grille de charpente en bois formée de longrines et de traversines entre ces éléments, un remplissage en meulière cassée, maçonnée et compactée surmonté de madriers servait de support au mur.

I.2.3.Fondations superficielles :

De nos jours, les fondations superficielles sont en béton armé. Une fondation est dite superficielle si:

- le rapport de la largeur à la hauteur est $> 1/6$.
- la hauteur est $< 3\text{m}$.

Il s'agit de:

- semelles isolées ou filantes; les semelles isolées peuvent être carrées, rectangulaires ou circulaires ; quand la longueur de la semelle est supérieure à cinq fois sa largeur, il s'agit d'une semelle filante;
- radiers, semelles de grandes dimensions (plusieurs mètres), portant tout ou partie d'un ouvrage.

Une fondation superficielle doit transmettre au sol une contrainte admissible. Le tassement de cette fondation doit être compatible avec la structure, sa rigidité et les exigences de déformation du maître de l'ouvrage ou de l'exploitant.

I.2.4.Fondations profondes :

Les éléments composant les fondations profondes sont en béton armé ou métalliques. Les deux principaux types de fondations profondes sont les pieux et les puits de plus de 3 m.

A. Pieux :

Ce sont des éléments élancés qui mobilisent les terrains par frottement latéral sur le fût et par effet de pointe à leur base. Ils sont classés en deux grandes familles selon la technique d'exécution:

- les pieux forés dans le sol, mis en œuvre dans le sol, sans refoulement.
- les pieux battus ou vibro-foncés, mis en œuvre par refoulement du sol en place.

B. Puits :

Les puits, également appelés fondations semi-profondes, font la transition entre les deux grands types de fondations superficielles et profondes. Généralement, leur profondeur est de 2 à 6 m et leur encastrement relatif est inférieur à 5 m. Selon le mode d'exécution et la nature du sol, ils sont considérés et donc dimensionnés soit comme une fondation superficielle, soit comme une fondation profonde.

I.2.5.Choix du mode de fondation :

Le choix du mode de fondation repose sur le rapport d'étude géotechnique réalisé par le géotechnicien du maître de l'ouvrage. C'est un document primordial pour la conception et la réalisation des infrastructures La mission du géotechnicien est définie dans la norme. [3]

I.2.6.Diagnostic des fondations

Le paradoxe est le suivant : lors du diagnostic d'un ouvrage, les fondations ne sont ni visibles ni accessibles. Seuls sont visibles les effets des désordres touchant les fondations : fissures, tassements, etc. Si l'ouvrage présente des désordres qui affectent la structure et se prolongent en direction de la fondation, il est impératif de faire appel à deux experts compétents, l'un dans le domaine des fondations, l'autre dans le domaine des structures.

A. Examen des questions soulevées par l'étude de sol d'origine :

Si la reconnaissance du sol a été menée et transmise à la personne en charge du diagnostic, il faut vérifier que les problèmes géotechniques potentiels ont bien été traités, à l'origine, par le géotechnicien :

- la conception des fondations : capacité portante, tasse ment.
- le type de plancher bas: dalle portée, dallage, réalisation de la couche de forme, traitement, etc.
- les problèmes de soutènement en phase provisoire et définitive et ceux liés aux terrassements.
- l'environnement hydrologique inondabilité, niveaux d'eau réglementaires, circulations souterraines, sources, agressivité des eaux ;
- les problèmes liés à la présence d'avoisinants;
- la présence de cavités naturelles (karst, par exemple) ou artificielles (carrières, etc.);
- les hypothèses nécessaires à l'utilisation des règles parasismique.
- les contraintes locales diverses telles qu'avalanches, sismiques; argiles gonflantes, etc.

B. Démarche du diagnostic :

La démarche diagnostique applicable aux désordres liés aux fondations peut être la suivante.

B.1. Analyse de la conception et de la réalisation de l'ouvrage

- Étude bibliographique sur l'ouvrage existant, c'est-à dire étude des plans de coffrage et des plans des armatures existantes.
- Réalisation de puits de reconnaissance permettant de reconstituer la géométrie des fondations existantes : largeur, profondeur et débord des semelles; nombre, dia mètre et tête des pieux.
- Exécution d'essais par sismique parallèle, afin d'évaluer la profondeur de la pointe du pieu.
- Reconnaissance de sol et réalisation de sondages.

B.2. Examen du mode d'exploitation de l'ouvrage :

- Conditions réelles, tenant compte de la modification surcharges d'exploitation.
- Variation du niveau de la nappe phréatique.
- Travaux (partiels) antérieurs de réparation des fondations.
- Travaux réalisés à proximité de l'ouvrage.

I.2.6. Approche géotechnique : étude de reconnaissance des sols :

Le géotechnicien est un partenaire de l'équipe en charge du diagnostic d'un bâtiment existant. Avant tout déplacement sur le site, une approche biblio graphique permet au géotechnicien d'acquérir des informations précieuses. Cette étude préalable fondée sur des documents imprimés, des atlas cartographiques ou des banques de données informatisées et consultables au moyen d'Internet, permet d'avoir une connaissance plus ou moins détaillée du contexte géologique.

Les points clés d'une étude de sol sont les suivants :

- risques naturels.
- hydrogéologie.
- fondations.
- terrassements mis en œuvre : déblais ou remblais.
- incidence du voisinage et des activités humaines.[3]

I.3. Techniques de diagnostic des structures :

Le diagnostic structure est indispensable pour une connaissance des ouvrages au cours de leur exploitation. Le Bureau d'études structure réalisent le diagnostic complet des structures pour connaître leur état de conservation et l'origine des pathologies quelques soient les matériaux de construction utilisés : béton armé, béton précontraint, acier, bois, construction mixte, maçonnerie.

Le diagnostic de structure sur un bâtiment est établi afin de se faire une idée sur l'état de conservation du bâtiment. Très souvent, un diagnostic de structure est établi à la suite d'un désordre ou d'un problème ayant atteint l'ouvrage. Dans certains cas, il peut être demandé à des fins de vérification ou dans le cadre d'une réhabilitation, d'une rénovation ou d'un nouvel aménagement. En résumé, la réalisation d'un diagnostic structurel consiste à :

- Analyser l'état de conservation de l'ouvrage et dresser un état des lieux de la structure
- Identifier l'origine des pathologies observées sur la bâtisse (fissurations, éclats de béton...)
- Classer les désordres par nature et par degré d'urgence
- Préconiser les solutions de réparation et pré-chiffrer les travaux à prévoir.

I.3.1. Diagnostic et vérification des structures :

Avant d'entreprendre le diagnostic ou la vérification d'un structural d'un ouvrage en béton armé ou pré contraint, l'époque de construction de l'ouvrage doit être un élément à déterminer. En effet, les matériaux, les règles de calcul, voire les dispositions constructives, évoluent.

A. Structure non dégradée

Le diagnostic d'une structure ou d'un ouvrage existant est nécessaire en cas de modification structurale ou d'accroissement des charges à supporter. Il comprend plusieurs phases:

- examen visuel
- auscultation par sondages et essais
- évaluation de la capacité portante;
- prescription d'un traitement qui peut consister en un renforcement.

B. Structure dégradée

Le diagnostic d'une structure ou d'un ouvrage existant présentant une pathologie consiste à aborder les étapes suivantes :

- examen visuel.
- auscultation par sondages et essais.
- évaluation de l'état de détérioration et quantification de la perte de résistance de la structure.
- établissement de la liste des causes de dégradation.
- prescription d'une conduite à tenir :

- soit réparer, afin de rétablir la résistance initiale.
- soit démolir, si la structure est ruinée.

I.3.2. Évaluation structurale d'un ouvrage :

A. Démarche :

A.1. Recueil de données :

L'évaluation d'une structure, dégradée ou non, passe par la connaissance :

- des dimensions des éléments.
- des caractéristiques des matériaux.
- du code de calcul en vigueur à l'époque de la construction de l'ouvrage.

Elle s'appuie sur :

- la capacité portante de la structure, dégradée ou non ;
- l'état de détérioration de la structure, s'il s'agit d'une structure dégradée et l'évaluation des causes des désordres constatés.

A.2. Analyses :

L'évaluation d'une structure nécessite des analyses qualitative et quantitative.

A.2.1. analyse qualitative :

L'analyse qualitative est destinée à replacer l'ouvrage ou la partie d'ouvrage dans son environnement et à évaluer son impact sur cet environnement :

- appréciation de l'état global ou du risque global en cas de structure dégradée.
- appréciation des résultats des essais et des sondages .
- Examen de la nature et du comportement des matériaux mis en œuvre.

A.2.2. Analyse quantitative :

L'analyse quantitative est destinée à dresser le bilan de l'ouvrage ou de la partie d'ouvrage. Elle s'appuie sur :

- l'auscultation de l'ouvrage existant afin de vérifier:
 - l'absence de corrosion des armatures pouvant résulter de la carbonatation du béton.
 - l'absence de fissures.
 - l'état des déformations éventuelles et leur compatibilité avec le fonctionnement prévu.
- la connaissance de la résistance de la structure afin d'estimer sa capacité portante :
 - calcul des actions et des sollicitations.
 - calcul des descentes des charges.
 - vérification des dimensionnements.
 - vérification des éléments critiques à partir des sollicitations.

B. Modification structurale ou accroissement des charges :

Le processus d'évaluation des structures en béton comporte les étapes à suivre selon que :

- les nouvelles charges sont supérieures ou inférieures aux charges passées, connues ou non.
- les plans d'exécution sont accessibles.
- le code de calcul à l'époque de la construction est connu.
- les caractéristiques des armatures et du béton sont connues.

B.1. Hypothèses relatives aux nouvelles charges prévues :

Les nouvelles charges auxquelles la structure doit être soumise sont :

- inférieures aux charges existantes : si la structure est exempte de dommages importants, on peut conclure qu'elle est apte à supporter les charges à venir;
- supérieures aux charges existantes: la capacité portante de la structure doit être déterminée.

B.2. Évaluation de la capacité portante :

Dimensions : Elles peuvent être obtenues :

- soit par l'étude des plans, s'ils existent et correspondent aux travaux exécutés ;
- soit par un relevé sur place.[3]

I.4. Techniques de reconnaissances des matériaux :

Très souvent les plans d'avant-projet et de ferrailages existent et sont disponibles mais ils ne sont pas absolument fiables. Ainsi, une visite sur site est indispensable et un diagnostic sera effectué. Son but est la détermination des caractéristiques principales des éléments structuraux et d'estimer la capacité portante des dalles, poutres, poteaux, fondations...

Des essais destructifs et non destructifs sont réalisés sur site pour déterminer toutes les caractéristiques des matériaux de l'existant.

Pour réaliser une structure viable, l'ingénieur choisit des matériaux appropriés. Pour cela, il est très essentiel de connaître toutes les caractéristiques de l'existant. Pour un diagnostic complet, on suit la procédure suivante :

1. Réalisation d'une visite préliminaire : pour l'amélioration des informations concernant l'état, le fonctionnement de la structure, les conditions de l'environnement, et les désordres visibles. Cette visite est accompagnée de prise de photographie et de quelques tests pour la profondeur de carbonations, présence de chlorures, et les alcali-réactions. D'après cette visite, l'ingénieur sera capable de réaliser un pré-diagnostic sur les causes des dégradations, de mettre le programme d'investigation, en plus d'estimer le coût probable et la durée des travaux.

2. Réalisation d'une inspection détaillée : pour détecter les lieux de détérioration et d'identifier les sources potentielles de désordres. On commence d'abord par la préparation de l'inspection, cela consiste en une vérification des informations recueillies durant la visite préliminaire. Ensuite, on arrive à l'état de l'inspection : c'est lorsqu'on relève tous les désordres et tous leurs renseignements comme

la présence d'anciens revêtements, les traces de rouilles, la présence des fissures, la détérioration des couches de béton, les traces d'humidité...

3. Réalisation des investigations in-situ pour des résultats très précis : premièrement, on fait des mesures des armatures et leurs enrobages (radar géophysique) pour localiser les armatures faiblement enrobées. Deuxièmement, on fait des estimations des surfaces corrodées et on évalue les risques de corrosion par des mesures de potentiel (sondage non-destructif) : lorsque les armatures seront en contact avec le béton, une différence de potentiel se crée. Elle dépend des réactions anodiques (transformations du métal en oxyde) et des réactions cathodiques (réduction de l'oxygène). Cette différence de potentiel dépend de l'état de corrosion des aciers, de la teneur en eau, en éléments agressifs, compacité du béton... Cette méthode n'est pas applicable sur les éléments enterrés ou immergés, sur les bétons revêtus d'un produit électriquement isolant, ni sur les armatures actives du béton précontraint s'il n'est pas le cas des fils adhérents. D'autre part, une méthode électrochimique permet l'estimation de la vitesse de corrosion instantanée des armatures. En plus, il faut déterminer la profondeur de carbonatations. La plus simple méthode est le test de phénolphthaléine $C_{20}H_{14}O_4$ (il sera rose pour un $8.2 < pH$)

4. Réalisation des analyses et des essais de laboratoire : dans les zones représentantes des états de dégradation, des carottages ou des forages seront réalisés. Sur ces prélèvements, on détermine les caractéristiques chimiques du béton (analyse chimique globale, dosage des chlorures totaux, dosage de sulfate...), les caractéristiques minéralogiques (microscope optique pour la détermination de la nature du ciment, recherche des phases cristallines), les caractéristiques physiques (porosité à l'eau, perméabilité, absorption capillaire, diffusion des chlorures...)

5. Réalisation du rapport du diagnostic : Ce rapport contient un rappel des objectifs, les listes des documents, les résultats, des conclusions claires, liste des travaux à réaliser, méthode de réparation...

Dans ce qui suit, nous nommerons quelques essais et techniques de reconnaissance des matériaux :

I.4.1. Caractéristiques des bétons :

A. Investigations non destructives :

Le principe des investigations non destructives réside dans le fait qu'on ne touche pas directement à la structure. Pour les ouvrages en béton armé, il existe différentes méthodes permettant d'effectuer un diagnostic sans risques de porter atteinte à son intégrité.

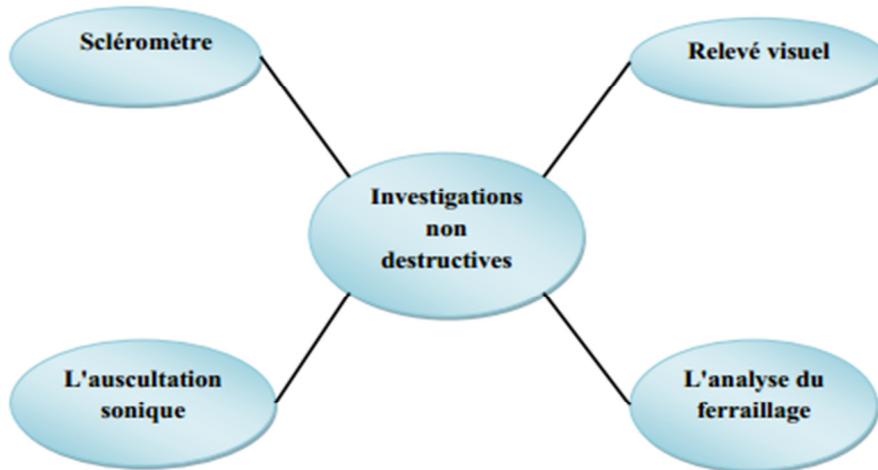


Figure I.3 : Schéma des investigations non destructives [4]

A.1.Relevé visuel :

Le principe du diagnostic visuel est d'aller sur le site et de répertorier les différents défauts que présentent les structures. Ces défauts, pour les ouvrages en béton armé peuvent être très nombreux.

Les principaux désordres sont les suivants :

- Les fissures avec leur ouverture et leur longueur.
- Les fractures avec leur ouverture, décalage ou rejet.
- La présence de coulures de calcite.
- Les zones d'altération superficielles et profondes.
- Les zones humides ainsi que les zones de mousses ou de végétation.
- Les zones de faïençage.
- Les éclats de béton en formation ou profonds ainsi que la présence d'aciers apparents.
- Les zones de ségrégation.

Tous ces éléments doivent être répertoriés sur des plans, accompagnés d'un reportage photographique des principaux désordres. Cette première étape permet de définir la gravité des troubles mais aussi de permettre de classer les différents éléments selon leur priorité.

A .2. L'analyse du ferrailage :

Les mesures de reconnaissance du ferrailage (position et enrobage) peuvent se faire à l'aide d'un pachomètre. La profondeur d'auscultation de cet appareil est de l'ordre de 10cm suivant le béton et le réseau d'armature. Il existe deux types de mesures : soit par détection linéaire, consistant à détecter les aciers perpendiculaires à la trajectoire du pachomètre, soit par imagerie, permettant de détecter les aciers présents dans un carré de soixante centimètres de côté.

La première méthode permet par exemple de connaître l'espacement des cadres d'une poutre. Alors que la deuxième permet de déterminer le clouage des aciers au niveau d'une jonction poteau/poutre. Cependant, pour les deux types de mesure, les résultats donnent les enrobages et l'espacement du ferrailage. Il peut être utile, lorsque cela est possible, de dégager quelques armatures afin de calibrer l'appareil. L'inspection des armatures dégagées permet de confirmer leur nature, et de mettre en évidence d'éventuels désordres ou pertes de section en zone altérée.

A.3. L'auscultation sonique :

L'auscultation sonique est une méthode utilisée pour caractériser la qualité du béton. Le principe de l'essai repose sur la mesure de la vitesse de propagation du son dans le matériau. On mesure la propagation d'une première impulsion d'un train d'ondes généré par un transducteur, entre deux points déterminés du béton. On peut, à partir du temps de propagation mesuré, exprimer une vitesse conventionnelle de propagation : c'est le quotient de la distance entre les deux transducteurs par le temps mesuré.

Deux méthodes de mesure sont possibles : soit la mesure en transparence, qui fournit une information sur la qualité du béton « à cœur », soit la mesure en surface, qui concerne la couche externe, sur une épaisseur de 6 à 8 cm de béton environ.

Pour les mesures en transparence, le principe est que la vitesse de propagation du son est moindre dans le vide. Si le béton est poreux ou de mauvaise qualité, il y aura plus d'air dans le matériau. Ainsi la vitesse de propagation mesurée sera plus faible. Pour ce qui est des mesures en surface, elles permettent de déterminer la présence d'une bicouche ou bien la profondeur d'une fissure.



Figure I.4 : L'auscultation sonore des bétons

A.4. Scléromètre :

Le principe de l'essai sclérométrique repose sur la corrélation entre la dureté d'un matériau et sa résistance à la compression. Pour déterminer la dureté du béton, une bille d'acier est projetée sur une sonde en contact avec l'ouvrage à inspecter. Lors de son rebond, la bille entraîne un index coulissant sur une règle de mesure. Plus le rebond sera important, plus le matériau sera dur.



Figure I.5 : Scléromètre

B. Investigations destructives :

Lorsque cela est possible, il peut s'avérer utile d'avoir recours à des essais destructifs. Ces méthodes permettent généralement de faire des prélèvements et de connaître la nature des matériaux présents, leurs caractéristiques mécaniques et chimiques ainsi que leur état d'altération.

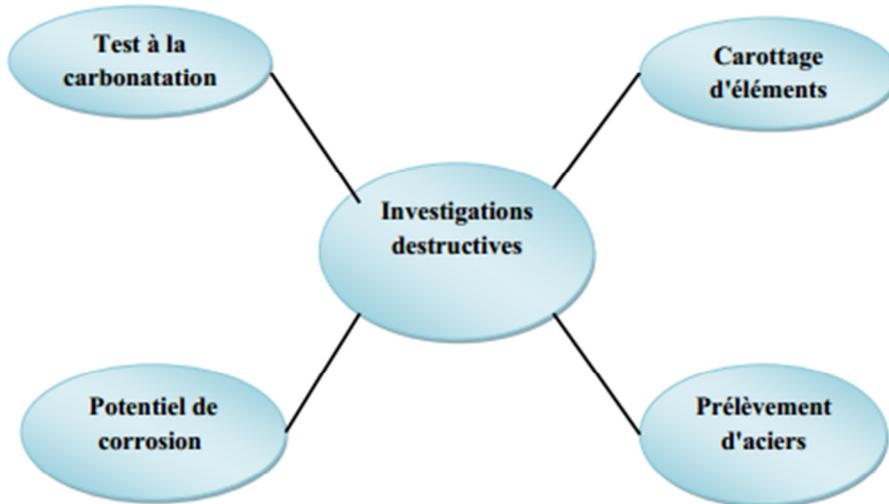


Figure I.6: Schéma des investigations destructives [4]

B.1 Test à la carbonatation :

Le dioxyde de carbone atmosphérique qui pénètre à travers la porosité du béton, depuis la surface du parement, réagit avec les constituants alcalins contenus dans le béton. Au fur et à mesure de sa pénétration, ce processus conduit à une réduction de la valeur du pH d'une valeur de 13 à une valeur inférieure à 9. Ceci a pour effet de diminuer voir supprimer l'effet de passivation de l'acier qui lui assurait une protection naturelle contre la corrosion.

Le degré d'avancement de la carbonatation (profondeur de carbonatation) de la matrice cimentaire est directement lié aux caractéristiques intrinsèques des matériaux (porosité, âge,...) ainsi qu'aux conditions environnementales (humidité, température,...)

Une des méthodes d'essai existante consiste à pulvériser un colorant sensible au pH (solution de phénolphaléine) sur une coupe fraîche de béton. La partie non colorée indiquant la zone carbonatée ($\text{pH} < 9$).

B.2 Carottage :

Le carottage d'éléments en béton armé peut avoir différentes utilités. On y a recours principalement pour effectuer des essais de résistance à la compression sur les carottes prélevées, afin de déterminer les caractéristiques mécaniques des éléments. Il est aussi possible d'analyser chimiquement le prélèvement afin de connaître les constituants du béton tels que le type de ciment utilisé, le rapport E/C estimé, la taille des granulats. En ce qui concerne les dallages, il est parfois nécessaire de devoir carotter l'élément afin de réaliser des essais géotechniques tels que le pénétromètre dynamique ou bien un prélèvement de sol en vue de déterminer les caractéristiques mécaniques du sol en place. Cela a lieu généralement lorsque l'ouvrage change de destination, quand les charges d'exploitation changent ou si une restructuration du bâtiment est envisagée.

B.3 Prélèvement d'acier :

En cas de re-calcul d'une structure, il est important de connaître les aciers présents dans un ouvrage. Le prélèvement d'acier permet de déterminer le type d'acier (HA, lisse, TOR, etc.) ainsi que leurs caractéristiques mécaniques telles que la limite d'élasticité.



Figure I.7 : Prélèvement d'acier.

B.4 Mesure du potentiel de corrosion :

La mesure du potentiel de corrosion ne peut se faire que sur des ouvrages ayant un ferrailage continu et n'ayant pas de revêtement de surface pouvant agir comme isolant.

Le principe de l'essai est de mettre à nu une armature puis la connecter à une borne d'un millivoltmètre à haute impédance. Une électrode de référence est placée sur le parement étant elle-même reliée à une autre borne du millivoltmètre. Elle est dite de référence car elle a un potentiel constant du à un équilibre électrochimique. Les résultats obtenus permettent de déterminer la probabilité de corrosion des armatures.[4]



Figure I.8 : Mesure du potentiel de corrosion

I.4.2.Caractéristiques des armatures :

La méthode consiste à réaliser au moins cinq prélèvements d'échantillon et faire les essais de traction. C'est un test destructif.

Ensuite, des autres essais peuvent se faire :

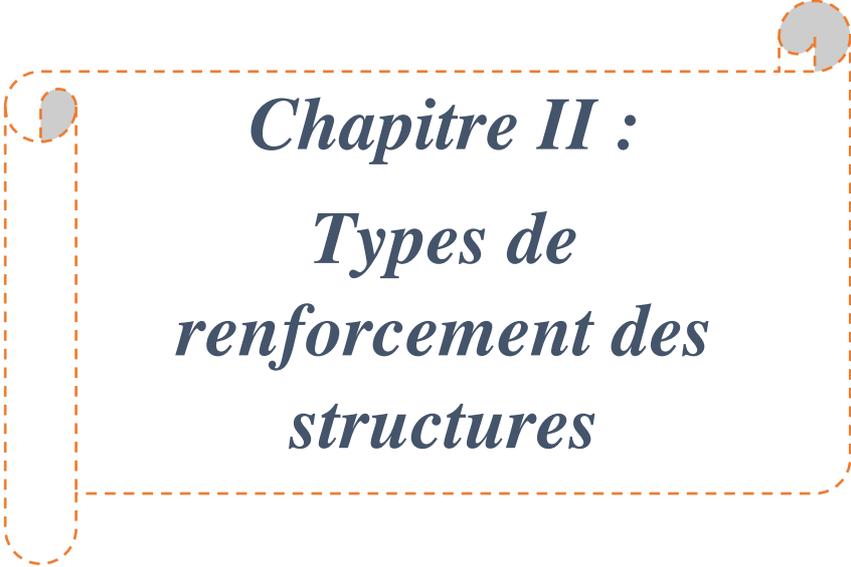
- Ferroskan (pachomètre, profomètre) : Pour savoir la disposition et les dimensions des armatures il faut effectuer ce test. L'idée est de générer un champ magnétique et de mesurer la réaction entre ce champ et les armatures. L'intensité de la réponse nous procure le ferrailage et l'enrobage utilisés.
- Mesure de potentiel : Pour détecter les armatures corrodées et même le risque de corrosion, il faut créer une différence de potentiel entre les armatures et une électrode de référence. Dans ce test, on peut utiliser un appareil canin.[1]

I.4.3.Repérage de structures existantes

Sur une ou deux coupes transversales, on réalise un repérage global pour tirer les dimensions de tous les constituants de la structure étudiée. Le lasermètre est responsable d'une relevée géométrique du bâtiment pour des résultats rapides et faciles de longueurs, surfaces et volumes. En plus, le georadar permet d'obtenir une représentation du sol et des éléments avec la disposition du ferrailage. [1]

I.4.4.Sondage du sol:

Une analyse documentaire est demandée. On fait au moins deux sondages pressiométriques de 5 m de profondeur et deux sondages destructifs de 10 m de profondeur sous le niveau des fondations existantes. Les différentes couches du sol sont identifiées.[1]



Chapitre II :
Types de
renforcement des
structures

CHAPITRE II : Types de renforcement des structures

II.1.Introduction

Divers désordres attaquent la structure. Ils sont plus ou moins importants et changent la capacité portante des matériaux utilisés comme le béton, les armatures... Parfois, la solution de démolition puis reconstruction peut s'imposer en tenant compte des problèmes économiques, architecturaux, archéologiques..., mais notre but dans ce qui suit est de trouver des solutions de renforcement de l'existant donc, la connaissance du niveau de vulnérabilité des éléments est indispensable pour détecter les points faibles de notre ossature et par suite pour choisir le type de renforcement approprié. Notons que les éléments porteurs doivent supporter de nouvelles charges permanentes et d'exploitations. Or, le renforcement augmente le rang de service donc augmente la ductilité et la résistance des matériaux pour qu'ils deviennent conformes aux nouveaux cas étudiés. Après la connaissance complète de toutes les caractéristiques des matériaux et après l'étude de nouveau chargement, on fait un dimensionnement de l'ossature et on pose les solutions possibles pour notre renforcement pour tirer enfin la solution adéquate pour chaque élément. Alors pour une prévention sismique parfaite, un renforcement du bâtiment existant est indispensable, pour cela on a recours au règlement parasismique en vigueur, ici le RPA 2003, comme tant de bâtiment ont été calculés sans considération parasismique et grâce au nouveau zonage, on doit renforcer ce qui est existant. Après avoir accompli toutes les étapes du diagnostic, dès la visite du site jusqu'à la connaissance des caractéristiques des matériaux passant par toute la campagne de sondage destructif ou non, on peut faire le calcul simplifié et comprendre le comportement du bâtiment. Ensuite, on établit une liste de méthode de renforcement pour choisir la meilleure après avoir étudié des avantages et inconvénients de chacune. Enfin, le but est d'estimer la solution optimale, la plus économique tout en tenant compte de la durée des travaux et des ennuis causés.[1]

II.2.Critères de choix d'une solution de renforcement

Plusieurs critères rentrent dans le choix de la solution parfaite. Citons les points les plus importants qu'on doit prendre en considération lors de notre travail :

- Cas où l'environnement est dur et agressif : on a recours à des armatures non corrodables, à un béton convenable et ajuster, en plus des produits de protection.
- Cas où la qualité du béton existant est médiocre : on doit éliminer la partie corrompue.
- Cas où la surface du béton existant est mauvaise (fissures, géométrie) : on peut appliquer la solution des armatures passives extérieures.
- Cas où il est impossible de changer le niveau de la structure (pont, poutre retombée...) : on choisit la solution de renforcement par armatures passives extérieurement collées.
- Cas où l'enrobage des armatures existantes est trop faible : on a recours à des armatures de petites dimensions en matériaux composites.

- Cas où les armatures existantes sont endommagées : il faut les remplacer et ajouter de nouvelles armatures. Dans ce qui suit, nous présenterons les types de renforcement les plus répandus : chemisage en béton armé, chemisage par des matériaux composites, chemisage en acier. [1]

II.3. Chemisage en béton armé

Ce type de renforcement est opéré en trois étapes :

Préparation de l'opération, préparation du support, conduite de l'opération. Pour renforcer dans ce cas, quelques exigences sont imposées :

- Connaissance des états chimiques et physiques de la structure et les méthodes de réparation. De plus, l'entrepreneur doit préparer les moyens nécessaires pour l'exécution des travaux.
- Protection contre toute nuisance pendant la progression des travaux.
- Préparation du support (propreté, adhérence...).
- Les conditions de l'environnement lors de l'exécution au chantier sont à prendre en compte (température, vitesse du vent...).[1]

II.3.1. Préparation du support béton et des armatures

Il s'agit de 2 étapes :

- ❖ Nettoyage.
- ❖ Repiquage ou enlèvement du béton.

La surface de contact doit être rigoureuse et avec absence d'eau, de glace, et de givre au moment du bétonnage, de plus, il faut éviter la fragilisation du béton à proximité par des microfissures pour cela il faut contrôler l'intensité des actions du matériel employé. En outre, pour améliorer les liaisons entre le nouveau et l'ancien béton, il faut sceller des armatures de petites sections dans le béton existant.

Dans la préparation des armatures, on suit au moins deux techniques : dégrossissage relativement agressive et une autre de finition. Si les armatures sont endommagées, on les coupe par des moyens mécaniques comme la disqueuse (mais la coupe au chalumeau est interdite). D'autre part, les armatures transversales en bon état peuvent servir comme armatures de couture mais il faut de même ajouter des bétons.

Avant la mise en œuvre des nouveaux matériaux, on doit nettoyer. Ce nettoyage peut se réaliser suivant deux méthodes selon la nature des travaux :

- A sec : brossage, soufflage à l'air déshuilé.
- Humide : lavage à l'aide de l'eau avec ou sans détergent.

Lorsque la surface est très poreuse ou à faible pourcentage de liant, il est appliqué une couche de barbotine⁴ à base de liant hydraulique modifiée ou non pour améliorer l'adhérence. On peut parfois utiliser des résines synthétiques. Généralement, la surface de béton est sèche sauf si la résine utilisée nécessite un milieu humide. Dans ce cas, il faut protéger les armatures contre la corrosion. Un perforateur équipé d'une mèche de forage perce les trous de diamètre < 25 mm, et une perceuse équipée d'une couronne de forage au diamant perce des trous > 25 mm. Les trous sont nettoyés par un jet d'air comprimé.



Figure II.1 : Chemisage en béton armé

II.3.2. Mise en place des produits de scellement

Dans le cas d'une paroi horizontale et d'un scellement vertical, le coulis est mis en place par une simple gravité à l'aide d'un seau et d'un entonnoir, ou d'une seringue. Dans le cas d'une paroi verticale ou en sous – face, le scellement est mis en place avec un pistolet ou à l'aide d'une truelle et une tige en métal ou en bois. La mise des armatures dans les trous est faisable par force. Et pour leur maintenance en place jusqu'à la prise, on utilise des bouchons.

II.3.3. Mise en place du béton

Après avoir satisfait toutes les exigences fixées, et posé les coffrages s'ils sont nécessaires, l'entrepreneur élimine les derniers déchets par un nettoyage final. La mise en œuvre du béton est réalisée manuellement, coulé dans des coffrages ou projeté avec des vibrations en présence d'évents (évacuer l'air) dans des conditions thermiques entre 5°C et 30°C . Il faut faire des opérations postérieures à la mise en place du béton pour limiter les effets des retraits comme la cure du béton, une injection de collage, application d'un produit de protection...

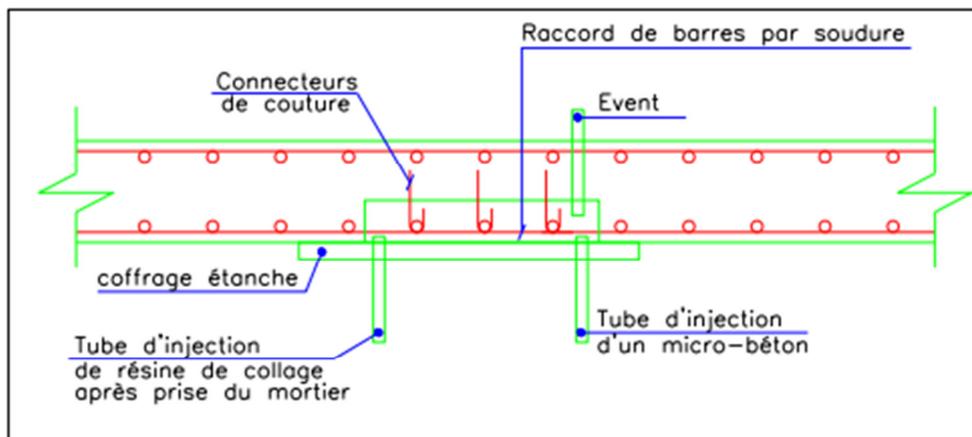


Figure II.2 : Coulage du béton

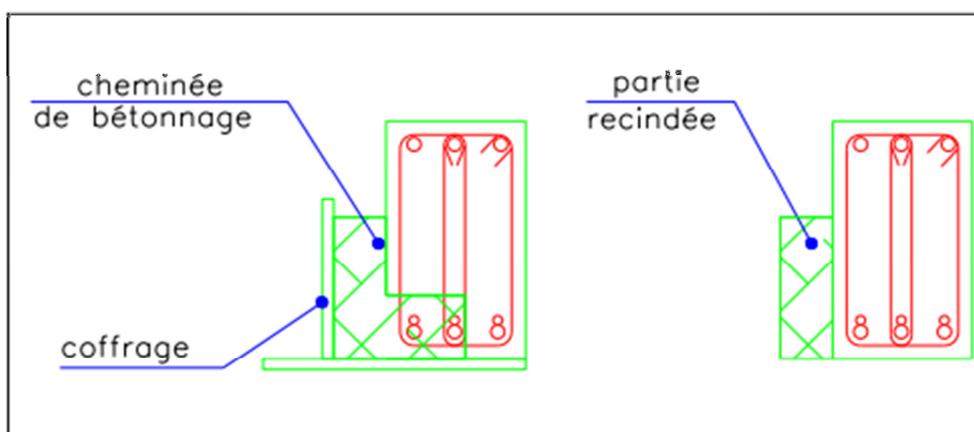


Figure II.3 : Injection du béton en sous face

II.3.4. Essais et contrôles

Les cinq catégories suivantes sont à la base des essais et contrôles à réaliser :

- L'épreuve d'étude : elle est appliquée si les conditions de contrôle ne sont pas présentes, si les conditions de mise en œuvre sont différentes de celles fixées dans les normes, si les matériaux sont soumis à des conditions agressives particulières, et si les produits sont fabriqués sur le chantier.

- Les contrôles de réception des produits et matériaux : ceux sont les contrôles faits pour vérifier la conformité des produits, donc c'est la vérification des conditions de transport, des états de l'emballage, des poids des produits pré-dosés, de la remise d'un document assurant que le produit a le droit d'usage d'une marque, des conditions de stockage, de la température du local où on pose les matériaux,... En cas de doute, des essais d'identification et d'efficacité sont effectués par un laboratoire choisi par le maître d'œuvre.

- Epreuve de convenance : elle concerne les produits de réparation, de scellement, de collage, d'injection, de protection des armatures et du béton.
- Contrôle d'exécution : le but est de s'assurer qu'à chaque moment, l'exécution des travaux est conforme aux spécifications comme par exemple le contrôle lors de la préparation du support, les fissures qui apparaissent, la teneur en eau, la bonne réalisation des engravures et leur profondeur, la température, le soudage, la mise en œuvre des revêtements,... Les non conformités repérées doivent être traitées sans jamais oublier la mise en place des dispositifs de protection pour assurer la sécurité et la santé des personnes et de l'environnement.
- Réception des travaux : l'entrepreneur présente les séries des essais au maître d'œuvre ainsi que les documents des plans d'assurance de la qualité.

II.3.5. Avantages et inconvénients du chemisage en béton armé

Grace à sa rentabilité, le chemisage en béton armé est la méthode la plus choisie dans un renforcement sismique des éléments. En plus, chaque ingénieur est familier avec l'application du béton, il est le plus courant. Ensuite, le chemisage en béton armé est la technique la plus convenable sur un élément endommagé. En outre, les bétons sont versatiles et s'adaptent à presque toutes les formes. Finalement, en utilisant le chemisage en béton, on peut améliorer la raideur, la résistance au cisaillement, la capacité de déformation élastique, la continuité des éléments, le moment résistant, et la résistance à la flexion (section de l'élément augmente). Mais, il ne faut pas oublier que cette technique induit à un désavantage en ce qui concerne l'espace, vu que les dimensions vont augmenter. De plus, lors de la mise en place d'un tel type de chemisage, le poids de la structure augmente, les travaux sont assez longs et une grande perturbation aura lieu : un grand amont de poussière, débris et pollution se créent.

II.3.6. Détails, technologies et aspects de construction

Le revêtement doit être au moins 75 à 100 mm pour fournir un enrobage suffisant des nouvelles armatures utilisées. Normalement, le béton est coulé sur place. Pour augmenter la résistance des éléments verticaux, les armatures longitudinales sont prolongées jusqu'à l'étage suivant. Or, pour éviter la perforation des poutres dans les nœuds, on pose les armatures sur les coins de la nouvelle section. En plus, la nouvelle partie des poteaux ou voiles est ancrée dans les fondations en augmentant les dimensions de celles-ci ou en scellant des armatures.

Si le but du chemisage est d'améliorer la capacité de déformation des membres en offrant un confinement et une résistance au flambement aux éléments existants et d'augmenter la résistance au cisaillement, alors il n'est pas nécessaire de continuer le chemisage jusqu'à l'étage suivant pour un poteau ou jusqu'à la deuxième travée pour une poutre. Un écart de 10 mm est recommandé pour éviter l'augmentation du moment fléchissant. En revanche, les armatures transversales (cadre ou acier en U) entourent les armatures longitudinales, résistent au flambement, au cisaillement, et confinent le béton. Si on ne veut pas réaliser des forages dans l'existant on peut ajouter des cadres octogonaux qui diminuent le risque de flambement

CHAPITRE II : Types de renforcement des structures

des barres qui ne sont pas au coin de la section, ou on peut même utiliser des épingles qui joignent les armatures comme le montre la Figure II.4 :

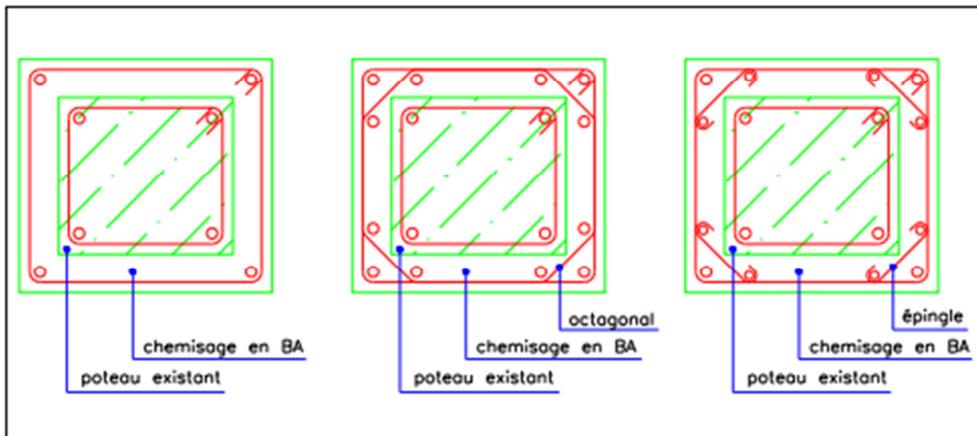


Figure II.4 : Dispositions possibles d'armatures sur poteau

Parfois, un chemisage sur les quatre cotés n'est pas faisable, dans ce cas, des armatures horizontales sont soudées avec les anciennes. On peut voir un exemple dans la Figure II.5 :

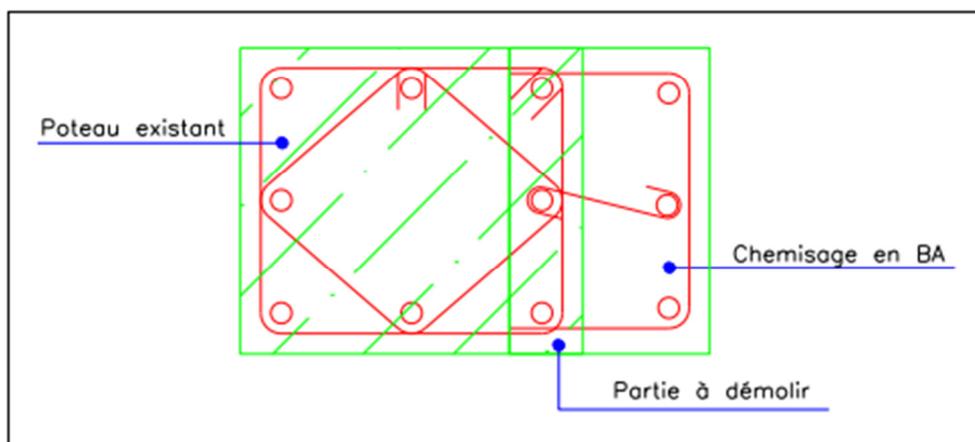


Figure II.5: Chemisage d'une seule face

Pour les voiles de contreventement, on fait un chemisage sur les bords où ils se croisent : des aciers sont scellés dans l'existant et des armatures en U sont placées et soudées aux aciers scellés. Le chemisage sur une seule face du voile est très efficace s'il est bien renforcé horizontalement et verticalement, et bien connecté à l'ancien voile. Ici, le rôle de l'existant consiste en son béton et comme connexion avec les autres étages.



Figure II.6 : Chemisage sur voile

II.4. Chemisage par matériaux composites

Il est évident que les armatures et le béton utilisés doivent être de bonne qualité et ne doivent pas présenter des pathologies pour pouvoir transmettre les efforts. Dès les années 60, l'utilisation des tôles est répandue mais beaucoup de problèmes ont apparus comme le décollement lors des chocs, et le non contrôle des fissures. Tant de recherches ont été faites pour améliorer la performance, et aux années 90, les matériaux composites collés concurrencent à cause de la facilité de leur mise en place et leur efficacité. Ils sont des plaques, bandes, lamelles rigides ou des tissus imprégnés de résines. Pour procéder par des armatures passives à la surface du béton il faut que :

- L'état de la structure sur les plans chimiques, électrochimiques et physiques soit connu et les éléments doivent être réparés au cas d'une pathologie.
- Les moyens nécessaires soient présents pour assurer de façon efficace l'exécution des travaux.
- Le support soit préparé (propreté, géométrie, texture, relèvement des défauts...).
- Les contraintes environnementales soient prises en compte lors des travaux : Ces derniers doivent se dérouler par temps calme pour éviter les poussières, l'ensoleillement, la pluie, les basses températures (température acceptable entre 5°C et 35°C). [1]



Figure II.7 : Traitement et renforcement par PRFC

II.4.1. Fonctionnement d'une structure renforcée par des matériaux composites collés

Une expérience a été faite sur une poutre renforcée par un matériau composite pour observer son comportement. Cette poutre est soumise à un chargement progressif jusqu'à sa rupture. On remarque :

- Des fissures fines réparties sur toute la longueur.
- Des fissures d'effort tranchant apparaissent lorsque la charge approche de la charge de rupture.
- Absence de palier plastique alors une rupture fragile.
- Flèche de rupture très réduite.
- Charge de rupture très supérieure à celle du témoin.

Normalement, une poutre en béton armé se rompt par écrasement du béton par raccourcissement ultime des fibres comprimées. Tandis que sur la poutre renforcée par des matériaux composites, une fissure horizontale apparaît soit à l'interface béton composite soit dans la colle. Et ainsi, l'interface se déchire : c'est la délamination.

Les matériaux sont des produits organiques qui perdent leurs caractéristiques sous l'action d'une température trop élevée. Les colles possèdent une température vitreuse T_v comprise entre 50°C et 80°C donc si la température s'élève à ce niveau, les colles commencent à changer leur caractéristiques.

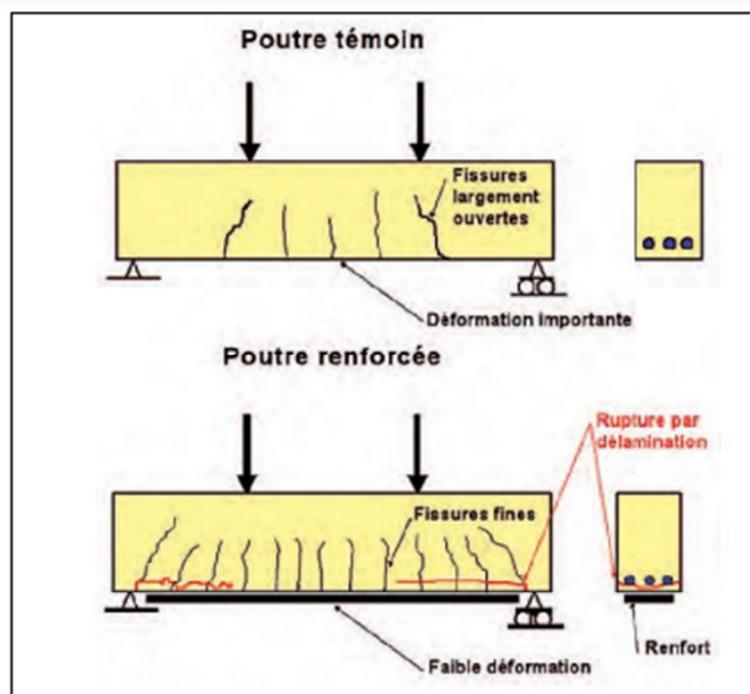


Figure II.8 : Schématisation de l'expérience

II.4.2. Utilisation des PRF (Platelet Rich Fibrin)

Généralement, les matériaux composites sont utilisés pour renforcer des structures en bon état et qui ont une insuffisance de capacité portante à cause de nouvelles charges appliquées au bâtiment par exemple, ou pour les structures qui doivent être adaptées aux nouvelles normes ou des structure qui présentent des fragilités potentielles liées au calcul appliqué à l'époque de la conception.

Le choix de matériau composite se fait suivant les exigences du bureau d'étude (résistance et déformabilité), les exigences relatives à la mise en œuvre (condition thermique, géométrie de la pièce), et les exigences de durabilité (conditions de surveillance et d'entretien).

Le dimensionnement des PRF est réalisé sur l'état limite ultime. Ainsi, il faut prendre en compte le moment fléchissant, l'effort tranchant, la compression, la séparation des plates, la ductilité...

Les fibres eux-mêmes sont peu susceptibles d'être affectés par les températures élevées. Le problème consiste dans les résines et les colles. D'où une couche d'isolation doit être utilisée. A titre d'exemple, un pont en France a été protégé par du plâtre et du mortier. En plus, les gaz dissipés durant la combustion sont toxiques et il est nécessaire d'utiliser des filtres spécialement dans les tunnels fermés.

Pour la préparation des matériaux composites :

On commence par réaliser le relevé de la géométrie de la structure. Ensuite, et à partir des plans fournis par le bureau d'étude, on implante des zones de collage sur le support de béton. De

même, ces plans comportent pour les plaques leurs longueurs, et pour les tissus leurs dimensions et le nombre de couches.

Pour la préparation de l'adhésif : Dans un pot, on vide l'adhésif composé de résine et d'un durcisseur. La vitesse de rotation du malaxeur et la forme de l'hélice permettront un mélange homogène plus ou moins visqueux.

II.4.3. Technique de mise en œuvre des matériaux composites :

Cas des tissus en fibre :

Sur un support en béton, différentes techniques sont applicables pour la mise en place des fibres comme par exemple la mise en œuvre par moulage sec qui permet d'avoir des propriétés mécaniques élevées à court terme. La méthode est réalisée par ragréage de la surface du béton (sablage + application du polymère) suivi par le découpage puis l'application des tissus, pour enfin appliquer une couverture chauffante et une couche étanche, raccordée à une pompe à vide responsable d'appuyer une pression externe durant la phase de polymérisation.

Une autre méthode consiste à la mise en œuvre par stratification directe : à une température ambiante, on prépare la surface du béton pour appliquer une couche d'imprégnation. Ensuite, on dépose les tissus avec les dimensions voulues. Après, on réalise un marouflage des renforts. L'application d'une couche de protection est indispensable à la fin.

Si deux nappes de tissu sont placées côte à côte, on ne laisse pas un intervalle entre elles.



Figure II.9 : Tissus en fibre

Cas des plaques (lamelles ou bandes) :-



Figure II.10 : Lamelles

La méthode consiste en un traitement de la surface (sablage, eau, sous pression) et un nettoyage suivi d'une application de couche de polymère époxyde puis un nettoyage à l'acétone de la surface du plat à encoller. Après, on applique une couche de polymères sur le composite qui sera posé sur la surface tout en enlevant l'excès du colle. Enfin, on presse les matériaux par marouflage en enlevant les bulles d'aires et en assurant la bonne adhérence. On laisse un espace entre les plaques successives pour permettre à la colle de s'échapper latéralement (au moins 5 mm). Et le recouvrement entre deux plaques successives se fait en réalisant un chanfrein de raccordement de longueur suffisante ou en posant une plaque couvre-joint dont la longueur est supérieure à deux fois la longueur de recouvrement.

II.4.4.Essais et contrôles :

Les mêmes essais et contrôles déjà cités pour le renforcement par ajout d'armatures passives internes au béton sont appliqués pour les armatures posées à la surface du béton. Plusieurs recherches ont été faites concernant la durabilité des PRF. Des essais sont réalisés sur des poutres en béton armé renforcé par du PRF et soumises à des environnements différents (humidité, eau salée, solution alcaline, gel-dégel, gradient thermique, atmosphère chaude...).

Les plats de carbone sont plus sensibles que les tissus de carbone. Ils peuvent même perdre 33 % de leur résistance au bout de 14 mois.

Mais, en remarquant les évolutions des matériaux composites, on peut assurer que ces éléments, s'ils vieillissent en condition réelles, possèdent des propriétés meilleures que celle obtenues au laboratoire avec un vieillissement rapide et artificiel.

II.4.5. Avantages et inconvénients du chemisage en matériaux composites

A. Les avantages :

Les fibres sont des matériaux ayant une résistance à la rupture et une densité inférieures à ceux des aciers. Cela induit à un ratio résistance / poids supérieur à celui de l'acier. Ainsi, une plus petite masse permet une plus simple installation, et cela est important spécialement lorsqu'on pose la chemise sur des places tronquées, ou si par exemple, on travaille sur les soffites des dalles ; les plates en aciers ont besoins d'être supportées jusqu'à la prise du colle. Contrairement, les PRF sont appliqués et abandonnés.

De plus, les PRF sont disponibles en de très grandes longueurs contrairement aux plaques d'aciers qui sont généralement limités à 6 m de longueur.

En outre, si un renforcement dans les deux directions est nécessaire, il n'y a aucun problème puisque les fibres sont très minces et un chevauchement est possible. Puis, si le matériau est endommagé lors de la mise en place ou avec le temps, il est aisément remplaçable. Ensuite, écologiquement parlant, toutes les études prouvent que l'utilisation des PRF consomme le moins d'énergie à cause de leur légère masse et la facilité de la mise en place. Enfin, toute cette procédure nous permet de gagner du temps et réaliser le travail le plus rapide possible ce qui est parfait spécialement pour les ponts par exemple

B. Les inconvénients :

L'inconvénient principal dans le renforcement extérieur avec les matériaux composites est le risque du feu, détérioration ou les dommages accidentels, à moins que la chemise soit protégée. Et un tel accident peut induire à un effondrement de la structure.

De plus, une expérience à long terme sur les fibres n'est pas encore disponible puisque c'est une technique récente et cela peut être à risque pour les bâtiments où une longue durée de vie est demandée. Après, les PRF sont plus chers que les autres techniques mais il faut toujours regarder le processus total pour décider car parfois même si les matériaux sont plus chers, le coût total peut être plus économique.

II.4.6. Caractéristiques des fibres

Les fibres peuvent être en carbone (PRFC), en verre (PRFV), ou aramide (PRFA). Les fibres de carbones représentent la meilleure stabilité contre les hautes températures, et une bonne résistance dans des milieux acides, alcalin, ou organique (eau de mer incluse). Elles possèdent une grande rigidité, et une résistance à la traction. Les fibres de carbones sont plus coûteuses que les autres. Celles en verre sont les moins chères mais dans un milieu alcalin (ph > 7), elles perdent 30 à 100% de leur résistance à la traction spécialement pour des températures élevées.

Pour l'aramide, la résistance des fibres à la traction est importante. Ces fibres perdent 25 à 50% de leur résistance à la traction dans des environnements alcalin. Mais, elles sont plus rigides et ont de bonnes caractéristiques à la fatigue.

Les caractéristiques mécaniques des fibres sont reportées dans le Tableau II.1 :

Tableau II.1 : Caractéristiques mécaniques des différents types de fibres

	Module d'Young (MPa)	Résistance à la traction (MPa)	Allongement à la rupture (%)	Densité (Kg/m ³)
Fibre verre E	74000	2500	3.5	2600
Fibre verre R	86000	3200	4.0	2500
Fibre carbone HM ⁵	390000	2500	0.6	1800
Fibre carbone HR ⁶	230000	3200	1.3	1750
Fibre aramide	130000	2900	2.3	1450

Les fibres sont des tissus flexibles constituées de fibre dans une seule direction, ou deux directions orthogonales ou même avec une troisième direction oblique. Pour un contreventement sismique, spécialement dans les bâtiments, les tissus sont imprégnés sur site à l'aide d'une matrice, typiquement d'un polymère thermodurcissable, qui sert comme adhésive sur le béton. Les propriétés globales du matériau proviennent des propriétés de chaque élément (sens des fibres, type de matrice, fraction volumique,...).

Concernant les polymères renforcés de fibres en carbone PRFC :

- Diminution négligeable de la résistance en torsion sous exposition des rayons UV.
- Immune envers l'attaque avec les combinaisons chlorites - humidité.
- Faiblement menacés dans des environnements alcalins.

Concernant les polymères renforcés de fibres en aramides PRFA :

- Large diminution de la résistance en torsion sous exposition des rayons UV
- Vulnérabilité envers l'attaque avec les combinaisons chlorites – humidité
- Moyennement menacés dans un environnement alcalin.

Concernant les polymères renforcés de fibres en verres PRFV :

- Diminution de 8% de la résistance en torsion sous exposition des rayons UV.
- Vulnérabilité envers l'attaque avec les combinaisons chlorites - humidité.
- Les AR-Verre sont faiblement menacé dans un environnement alcalin. Tandis que les E-Verre et les S-Verre y sont très menacés.

Tableau II.2 : Comparaison des performances de différents types de fibres

	Carbone	Verre	Aramide
Résistance chimique	Oui	Non	Oui
Résiste au rayon ultraviolet	Oui	Oui	Non (Change de couleur et de propriétés mécaniques)
Conducteur électrique	Non (besoin d'un traitement)	Oui	Oui
Résiste à la compression	Oui	Oui	Non
Raideur importante	Oui	Non	Non
Résiste au choc	Non	Non	Non
Résiste au feu	Non (< 610°C)	Non (< 1000°C)	Non (< 200°C)
Santé et sécurité	Oui	Oui	Oui
Aspect environnemental	Oui	Oui	Oui

II.4.7. Caractéristiques des polymères

La matrice lie les fibres ensemble, leur transfère les charges et les protège de l'abrasion et d'un environnement adverse. Les matériaux utilisés comme thermosable des polymères sont : époxy, polyester, vinyle d'esters, résine.

- L'époxy offre une bonne qualité d'adhérence et possède un long temps de vie. Il est plus coûteux que le polyester, mais possède des meilleures propriétés mécaniques, un fluage minime, un petit retrait lors du durcissement, et une bonne résistance à l'eau, à la température et à un environnement chimique. En ce qui concerne la résistance aux alcalins et l'absorption d'eau, il est entre le vinyle d'ester et le polyester
- Le polyester est facile dans la fabrication ayant une faible viscosité, il durcit rapidement mais rétrécit beaucoup. En plus, il est économique
- Le vinyle d'ester possède un bon mouillage et collage avec les fibres de glaces, une grande résistance, une excellente résistance aux alcalins et aux acides, une absorption d'eau minime et un coût modéré.

Les polymères, spécialement le polyester, absorbent l'eau dans un milieu humide, perdent des propriétés mécaniques et causent un décollement entre les fibres et la matrice. Notons que le béton existant est carbonisé durant le travail en PRF pour diminuer le risque de créer un milieu alcalin.

Si les PRF sont utilisées pour renforcer les éléments contre des charges de gravité, leur détérioration durant un incendie peut être catastrophique. Mais, si leur travail est de contreventer contre un séisme ils peuvent être aisément remplacés.

En fait, en cas d'incendie, la matrice est vulnérable puisqu'elle est très combustible ; elle se transforme de dure et cassante à visqueuse. Mais, des isolants peuvent être placés sur ces polymères comme par exemple des isolants à base de gypse ou cimentaire. Ainsi, les éléments renforcés de fibre sont capables d'atteindre un degré de résistance suffisant. Or des recherches réalisées dans des laboratoires à Canada montrent que les structures renforcées et isolées résistent plus que 4 heures aux incendies.



Figure II.11 : Chemisage en fibre d'un poteau

II.4.8. Confinement par PRF

Lorsque la charge axiale est appliquée sur le poteau, ce dernier se dilate latéralement (effet Poisson). L'enveloppe de PRF confine les colonnes et augmente sa capacité portante et sa ductilité. Cet enveloppe conserve son comportement élastique jusqu'à la rupture. Lors du dimensionnement, il est plus sécuritaire d'utiliser la méthode de performance en déplacement. Tant de recherches et des essais sont menés sur le renforcement parasismique par PRF des poteaux de différentes sections avec ou sans zone de recouvrement d'armatures sur pied. Ce qu'on peut conclure est que le confinement du poteau est réalisé de façon à ce qu'il résiste mieux aux charges gravitaires et qu'il ait un comportement plus ductile.

II.4.9. Renforcement à la flexion des poteaux par PRF collés

Pour assurer un tel renforcement, on procède par coller des plaques ou feuilles PRF sur la face tendue de l'élément. Le sens des fibres est parallèle cet axe.

CHAPITRE II : Types de renforcement des structures

D'après plusieurs tests, il a été observé que ce renforcement permet d'améliorer la ductilité et de retarder le glissement des aciers en zone de recouvrement. La meilleure solution est celle dite hybride : il s'agit d'utiliser des bandes de tissus PRFC et les plats PRFC posés dans des rainures pré-creusées sur l'élément. Les lamelles seront ancrées dans la semelle (12 à 15 cm de profondeur).

On remarque ainsi une augmentation de la capacité portante, de la capacité à dissiper l'énergie, et une augmentation de la résistance à la flexion.

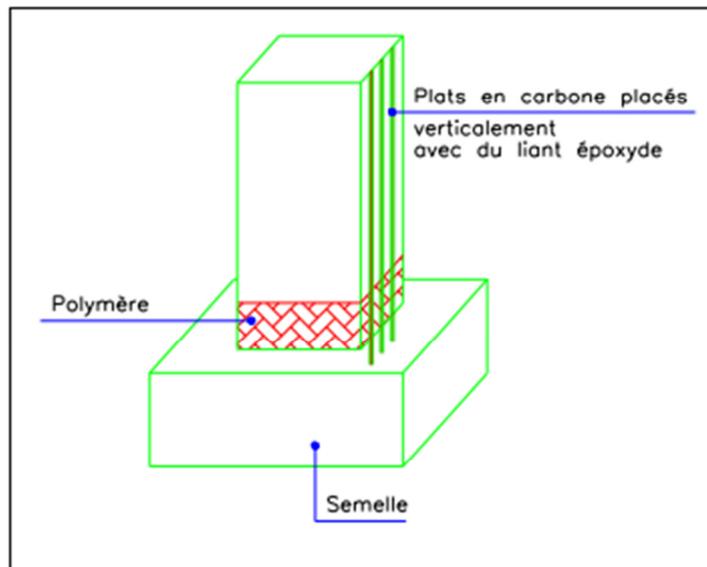


Figure II.12 : Technique de chemisage

II.4.10. Echec par séparation des PRF

Les éléments renforcés de fibre extérieurement peuvent se détruire faute d'une séparation des PRF. C'est le cas d'une déchirure et d'un décollement. La déchirure se réalise sur les extrémités de l'élément là où la continuité est interrompue. Elle est associée avec la concentration du cisaillement et des forces normales dans les PRF. La grandeur de ces forces est influencée par différents facteurs comme les dimensions du PRF, la différence dans le module de l'élasticité entre les polymères et les adhésives, et la forme du diagramme du moment fléchissant. En revanche, le décollement normalement a lieu loin des extrémités. Il sera plus grave si les adhésives ne sont pas bien placées. Le décollement est associé avec des fissures

II.5. Chemisage en acier :

L'une des méthodes de renforcement qui a été très répandue est le chemisage en acier. Les chemises en acier à parois minces sont plus efficaces et plus faciles à appliquer autour des poteaux circulaires. Ils viennent généralement en deux moitiés, semi-circulaires, attachés à la colonne et soudés le long de deux verticales. L'écart entre l'enveloppe et le poteau est cimenté avec des mortiers non rétractables. Ces chemises sont jugées efficaces, ils ont même été proposés pour le renforcement des poteaux en formes de carrée ou rectangulaire, en utilisant une grande quantité de béton (plutôt que du coulis de mortier) pour remplir l'écart entre l'enveloppe et la colonne.

Sur les poteaux, par exemple, les chemises en acier sont constituées de quatre cornières, généralement, liés à l'aide de l'époxy, ou tout simplement en contact avec l'existant sur toute la longueur. Alors, des plaques d'acier minces continues ou des bandes épaisses en acier horizontales ou des plaques de latte sont soudées sur les cornières. Dans les limites imposées par le poids des segments en acier, des plaques minces continues peuvent être soudées à l'angle en gros morceaux en forme de L, sur la moitié du périmètre du poteau et soudé sur place. L'écart de 12 à 25 mm entre la plaque et la surface du poteau est cimenté avec les mortiers non rétractables. Avant d'être soudé, les plaques de cisaillement peuvent être préchauffées dans le domaine de 200-400°C, dans le but d'exercer un certain confinement "actif" sur la colonne après qu'ils refroidissent.

Les chemises en acier autour de colonnes améliorent la ductilité par confinement, augmentent la résistance au cisaillement, et améliorent les recouvrements défectueux. Tous ces effets sont liés à la réaction de l'enveloppe dans la direction transversale de l'élément. Mais puisque l'acier est isotrope, si la chemise se compose d'une plaque mince continue, elle présentera une rigidité importante et une résistance dans le sens longitudinal, ce qui affecte inévitablement la rigidité en flexion et le moment résistance. Cependant, des chemises en aciers ne sont pas normalement destinées à l'amélioration de la résistance en flexion. Leur maintien au-delà de l'extrémité de l'élément, n'est pas facile. Par ailleurs, même si elles peuvent transférer des forces au-delà de l'extrémité de l'élément (par boulonnage ou soudage à d'autres éléments en acier à travers la dalle), elles ne sont pas si efficaces dans la résistance à la flexion, puisque leurs parois minces peuvent flamber. [1]



Figure II.13 : Chemisage d'un poteau en acier

II.5.1. Test expérimental

Pour étudier l'effet de la forme du chemisage, ses dimensions, et le nombre de plates de confinement, une série d'expérience était réalisée sur sept colonnes en béton armé (Types de renforcement des structures) de dimension 20 x 20 cm² de hauteur 120 cm : 2 échantillons non renforcés et 5 autres renforcés avec différents types de chemise en acier. Echantillon 00 : Avec l'augmentation des charges, des fissures obliques commencent à apparaître. A 92% de la charge maximale, le béton d'enrobage se détériore et le flambement des armatures longitudinales apparaît. Lorsque la charge sera à 100%, une rupture totale aura lieu.



Figure II.14 : Différents types de chemisage en acier

Les colonnes qui apparaissent dans la Figure II.14 ci-dessus sont utilisées dans notre expérience. Tous les détails seront présentés dans le Tableau II.3

Tableau II.3 : Comparaison de tous les modèles

Colonnes	Types	Dimensions de la chemise	Confinement	Charge de rupture (KN)	Déplacement maxi (cm)
Col.00 (x2)	-	-	-	1255	4.24
Col.01.L.3 P	Cornière	4L 50x50x5	3x4 Plates 150x100x2	1821	0.89
Col.02.L.6 P	Cornière	4L 50x50x5	6x4 Plates 150x50x2	1649	1.55
Col.03.C.3 P	Fers U a ailes parallèles	2C (206x50)/(3.1x3.1)	3x4 plates 150x100x2	1545	1.46
Col.04.C.6 P	Fers U a ailes parallèles	2C (206x50)/(3.1x3.1)	6x4 plates 150x50x2	1841	0.93
Col.05.PI	Plaque	4plates @ 4 faces	4x4 plates 200x2.4	1489	2.45

II.5.2. Conclusions du test

- Le chemisage en acier augmente la capacité du poteau de 20 % au minimum.
- Le chemisage en acier augmente la ductilité de l'élément.
- Les poteaux renforcés par des cornières ou par des profilés en C avec des lattes enregistrent une charge de rupture supérieure au poteau renforcé par des plates.
- L'utilisation des profilés en C est délicate à cause de leur flambement possible vu leur épaisseur minime.
- Comme l'aire de surface du béton recouvert par l'enveloppe en acier augmente, l'effet de confinement augmente également.
- En composant les déplacements latéraux de chaque échantillon sous un chargement de 1255 KN, on remarque que l'échantillon enveloppé par des plates augmente le déplacement de 246% par rapport aux échantillons chemisés par des cornières ou des profilés en C.

II.5.3. Avantages et inconvénients du chemisage en acier

Les chemises en acier sont plus chères que ceux en béton. Cependant, leur technologie est simple, familière à l'industrie de la construction et facilement disponibles presque partout. Ainsi, c'est la technique choisie pour le renforcement d'urgence directement après les

CHAPITRE II : Types de renforcement des structures

tremblements de terre destructeurs, pour éviter l'effondrement des bâtiments fortement endommagés, ou pour rendre disponible ceux modérément endommagés pendant la période de réplique. Ainsi, une évaluation détaillée et une conception de rénovation peuvent avoir lieu par la suite. Les chemises en acier peuvent être enlevées lorsque la modernisation est mise en œuvre, ou incorporée dans un béton enveloppe. Malgré cet avantage et les rôles historiques, les chemisages en acier (dans le renforcement des membres en béton armé), commencent à être remplacés rapidement par les PRF, qui, bien que plus coûteux, sont beaucoup plus léger, plus facile à appliquer et mécaniquement plus efficace.

Cependant, les chemises en acier circulaires ou elliptiques posés autour des éléments rectangulaires sont ni pratique ni esthétique, et peuvent combler le trafic. De plus, l'enveloppe en acier est sujette de la corrosion et nécessite un entretien continu.

La plupart des avantages sont progressivement perdus par la suite du fluage du béton. Ainsi, ils sont négligés dans la conception.

II.6. Technique de réparation et de renforcement des joints poteau-poutre

II.6.1. Chemisage en béton

La méthode la plus commune est de réaliser une chemise du poteau passant par le joint avec de nouveaux aciers longitudinaux, transversaux et avec du béton. Cela est accompagné nécessairement par des carottages dans les dalles et les poutres adjacentes. Or, un inconvénient apparent des techniques de chemisage en béton est le travail intensif comme le forage et le pliage sur place des aciers transversaux. En plus, une cage en acier est soudée autour des joints. [1]

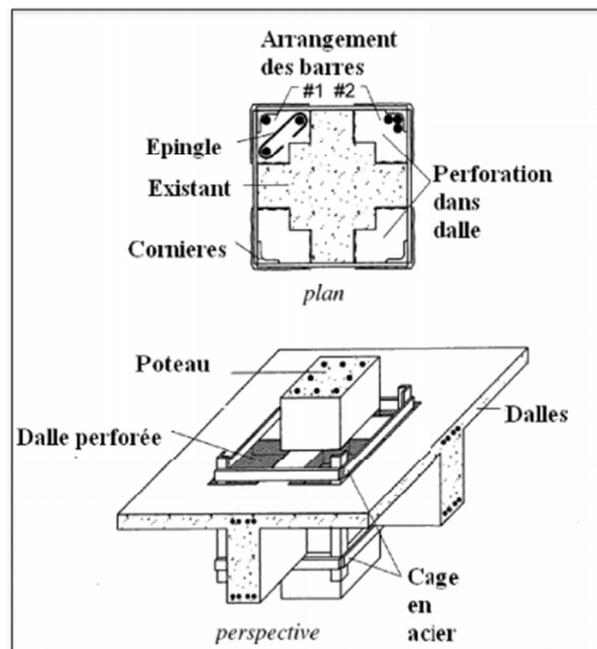


Figure II.15 : Renforcement en béton armé des joints

CHAPITRE II : Types de renforcement des structures

Mais, cela n'est pas esthétique. Cette chemise augmente les dimensions et la masse. Ensuite, tout le travail est très perturbant. Enfin, une telle technique améliore la résistance du joint, déplace l'échec à la poutre, et augmente la résistance latérale totale et la dissipation de l'énergie.

II.6.2. Chemisage en acier

Différentes configurations de chemise en acier, plates, ou en formes ont été utilisées pour augmenter la résistance et la ductilité des joint poutre – poteau.

La chemise en acier est formée d'une plate en acier (plate ou ondulée), rectangulaire ou circulaire Préfabriquée et soudée en place. L'espace entre la chemise et l'existant est remplie par du mortier non rétractable. Les éléments en acier sont ancrés mécaniquement au béton pour assurer le confinement. Encours en attache les plates sur les faces de l'existant avec de l'adhésif et les boulons, et en connectant ces plates avec des cornières.

II.6.3. Chemisage en polymères renforcés de fibre

Les PRF éliminent des limitations importantes existantes dans les autres méthodes de renforcements comme les difficultés dans la construction et l'augmentation des dimensions. La résistance au cisaillement des joints extérieurs ayant des poutres dans une seule direction est renforcée par des fibres avec une inclinaison de 45°. Les expériences montrent que dans quelques cas les tissus ont été décollés de l'existant avant la formation des rotules plastiques dans les poutres. Alors, des nouvelles méthodes d'ancrage doivent être développées pour prévenir se décollage et pour pouvoir assurer une résistance des joints. Notons que la présence des dalles et des poutres dans toutes les directions limite et perturbe le travail.

On peut voir dans les figures ci-joint quelques méthodes de renforcement :

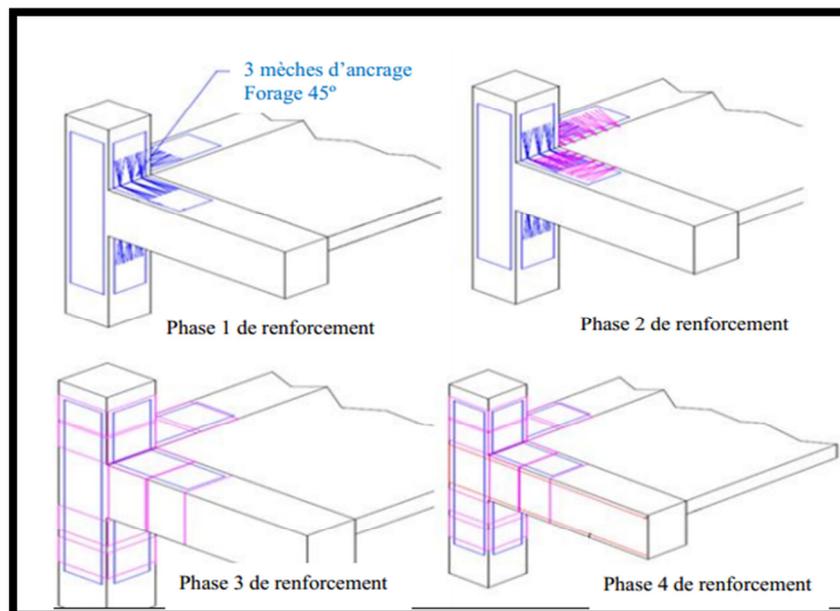


Figure II.16 : Renforcement d'un nœud à multi branches

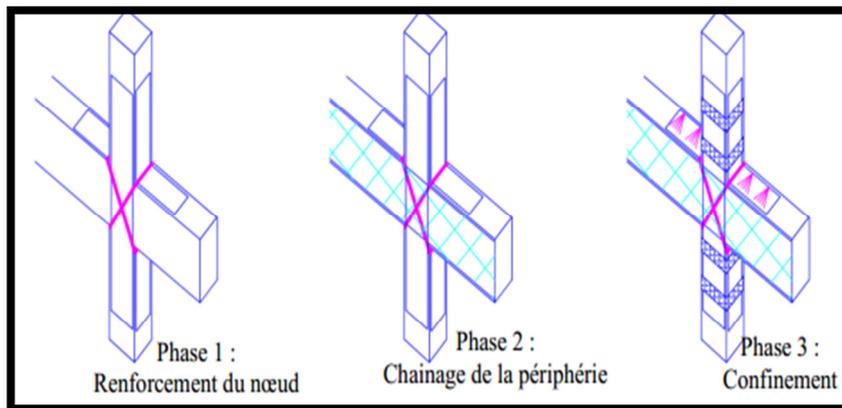


Figure II.17 : Renforcement d'un nœud deux branches

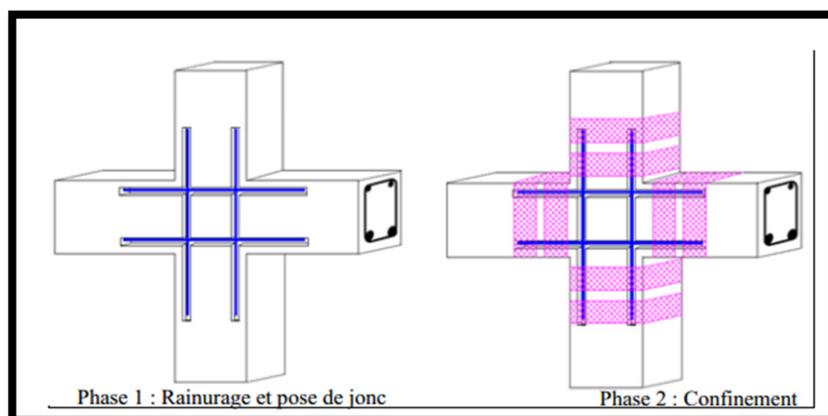


Figure II.18 : Renforcement par composites

Chapitre III :
Conception
parasismique des
bâtiments

CHAPITRE III : Conception parasismique des bâtiments

Ce chapitre est un résumé du « CHAPITRE II. - RÈGLES GÉNÉRALES DE CONCEPTION » du RPA 99 version 2003.

III.1 CHOIX DU SITE

Pour le choix du site, une attention particulière doit être portée aux conditions défavorables ou pénalisantes suivantes :

- présence de failles reconnues actives
- zones suspectes de liquéfaction
- terrains instables :
 - Pentes instables, abords de falaises, rives et berges sujettes à affouillement
 - Terrains tassants, gorgés d'eau, mal drainés ou inondables
 - Terrains susceptibles de s'effondrer sous l'effet des secousses
 - Présence de cavités souterraines
 - Présence de remblais non compactés
- topographie superficielle accidentée :
 - Crêtes, pitons rocheux
 - Bords de vallées encaissées
 - Abords de changements de pente importants
- présence d'alluvions d'épaisseur variable en pied de pente ou d'épaisseur importante en milieu de vallées (susceptible d'amplification).
- présence de formations géologiques différentes

Le choix définitif du site sera arrêté sur la base des résultats d'investigations dont l'importance sera en rapport avec celle de l'ouvrage projeté. Le type et l'importance de ces investigations pourront être utilement orientés par les résultats d'études de micro zonage sismique là où elles existent.

III.2. RECONNAISSANCES ET ETUDES DE SOL :

Les reconnaissances et études de sol sont obligatoires pour les ouvrages d'importance moyenne ou plus, implantés en zones de sismicité moyenne à élevée.

Ces études sont en principe les mêmes que dans le cas des situations non sismiques mais doivent en outre, permettre de classer le site et de détecter les zones liquéfiables et/ou instables.

Des reconnaissances et études complémentaires peuvent s'avérer nécessaires en présence Notamment de zones liquéfiables ou instables ainsi que pour la prise en compte éventuelle des propriétés dynamiques des sols dans les calculs.

III.3 IMPLANTATION DES OUVRAGES :

Lors de l'implantation des ouvrages, il faudrait :

- éviter absolument la proximité immédiate d'une faille reconnue active pour les ouvrages importants et ceux d'importance vitale. Si le tracé de la faille a été localisé à l'issue d'une étude de site préalable, les ouvrages d'importance moyenne doivent faire l'objet d'un niveau de protection plus élevé et être implantés en de hors d'une bande de 100m de large minimum de part et d'autre de la trace de la faille. Pour les ouvrages d'importance faible, la largeur de la bande à neutraliser est ramenée à 50m, de part et d'autre de la faille
- éviter autant que possible, les terrains sin stables et les terrains à topographie accidentée.
- éviter les sols liquéfiables, les sols fortement fracturés, les sols faiblement cimentés et les zones de remblais.
- Il est par ailleurs recommandé de :
 - préférer les sols rocheux et les sols fermes aux sols meubles, de faible portance et donnant lieu à des tassements excessifs et irréguliers.
 - veiller à ce que la couche d'appui des fondations soit suffisamment épaisse et qu'elle ne repose pas elle-même sur une couche instable.
 - Planter autant que possible, les bâtiments élevés sur des sites rocheux ou sites de sols fermes de faible épaisseur et les bâtiments bas sur des sites de sols fermes ou meubles relativement épais et ce pour éviter les phénomènes de résonance
 - Opter de préférence pour plusieurs blocs de bâtiments sur plates-formes horizontales lors de l'implantation d'un programme important de constructions sur n terrain en pente. La pente des talus dont la stabilité reste à vérifier ne doit pas dépasser 2/3.
 - Planter un ouvrage d'un même côté d'une discontinuité telle que fracture, contact de formations géologiques différentes, changement brusque de pente, sinon le scinder par des joints en blocs distincts, implantés de part et d'autre de la discontinuité.
-

III.4. INFRASTRUCTURE ET FONDATIONS L'INFRASTRUCTURE :

Constituée des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondations doivent former un ensemble résistant et rigide, prenant, si possible, appui à un minimum de profondeur sur des formations en place compactes et homogènes, hors d'eau de préférence.

En outre, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels et d'empêcher les déplacements horizontaux relatifs des points d'appui par solidarisation au moyen de longrines ou autre dispositif équivalent. Les fondations sur remblais ou sols reconstitués ne sont pas admises, sauf justifications spéciales. Le système de fondation doit être homogène (semelles superficielles, radier, pieux) avec un seul mode de fondation par bloc de construction, délimité par des joints. Il doit au tant que possible constituer une assise horizontale unique sur toute l'emprise du bloc.

III.5.SUPERSTRUCTRE :

III.5.1. REGULARITE :

Pour offrir une meilleure résistance aux séismes, les ouvrages doivent de préférence avoir, d'une part des formes simples, d'autre part, une distribution aussi régulière que possible des masses et des

rigidités tant en plan qu'en élévation. Le but recherché est d'assurer la meilleure répartition possible des sollicitations à travers la structure de façon à faire participer tous les éléments à l'absorption et à la dissipation de l'énergie développée par l'action sismique.

III.5.2. JOINTS :

La disposition des joints sismiques peut coïncider avec les joints de dilatation ou de rupture. Ils doivent assurer l'indépendance complète des blocs qu'ils délimitent et empêcher leur entrechoquement. En cas de sol de fondation homogène, il n'est pas nécessaire de les poursuivre en fondation. Les joints doivent être plans, sans décrochement et débarrassés de tout matériau ou corps étranger.

Ils sont disposés de façon :

- A limiter des longueurs de bâtiments trop importantes
- A séparer les blocs de bâtiments ou ouvrages accolés de géométrie et/ou de rigidités et de masses inégales.
- A simplifier les formes en plan de bâtiments présentant des configurations complexes (forme en T, U, L, H,...).

III.5.3. MATERIAUX ET TECHNIQUES DE CONSTRUCTION

Les présentes règles concernent essentiellement les structures réalisées, avec les matériaux suivants : aciers de construction béton armé maçonneries diverses (briques, blocs de béton, pierre) convenablement chaînées horizontalement et verticalement par des éléments en béton armé coulés en place. Le comportement des matériaux aux séismes ne peut-être dissocié du type de structure qu'ils constituent :les matériaux avec un rapport résistance/masse volumique tel que celui de l'acier permettent de réaliser des structures légères, résistantes et économiques. la rigidité des matériaux permet de limiter les problèmes de stabilité de forme. La ductilité est la capacité des matériaux à se déformer plastiquement lors d'efforts élevés sans diminution significative de la résistance pendant plusieurs cycles de chargement. l'acier et le béton armé convenablement ferrillé ont une bonne ductilité. l'emploi de matériaux fragiles dont les résistances en traction et en cisaillement sont faibles (béton non armé, maçonnerie non chaînée), est à proscrire pour la réalisation des éléments de contreventement. Ils peuvent être utilisés par contre, pour certains éléments non structuraux, après avoir vérifié que leur comportement est compatible avec les déformations de la structure sollicitée ou en leur associant des matériaux capables de remédier à leurs insuffisances en matière de résistance. Les assemblages qui assurent la transmission des efforts entre les éléments constructifs, garantissant ainsi la continuité mécanique de la structure doivent être réalisés en acier ou en béton armé coulé en place. l'utilisation de la précontrainte pour les éléments de contreventement est interdite en zone sismique. Par contre, l'utilisation d'éléments secondaires isostatiques en béton précontraint tels que pannes, poutrelles de plancher, prédalles est permise. les structures préfabriquées doivent :

- satisfaire aux conditions générales de conception, de calcul, et d'exécution
- faire l'objet d'agréments précisant les conditions d'utilisation en zones sismiques

III.5.4 SYSTEMES STRUCTURELS :

Les ouvrages doivent en général comporter des contreventements dans au moins les deux directions horizontales. Ces contreventements doivent être disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations
- Minimiser les effets de torsion

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible. Par ailleurs, ce système doit être suffisamment redondant de façon à assurer une marge importante entre la limite d'élasticité et le seuil de rupture de la structure. Une attention particulière doit être accordée à l'étude et à la réalisation de tous les assemblages, en tenant compte des conséquences que peut avoir toute défaillance à ce niveau sur le comportement de la structure.

III.5.5. DUCTILITE

La structure et ses éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées. Le développement des rotules plastiques devrait se faire, en dehors des nœuds, de préférence dans les éléments horizontaux (poutres, linteaux) plutôt que verticaux (poteaux,voile..) de façon à ne remettre en cause ni le cheminement des forces verticales, ni la stabilité de la structure et/ou de ses éléments porteurs. Quant aux éléments porteurs qui ne participent pas au contreventement ils doivent pouvoir conserver leur capacité portante sous l'effet des déformations imposées.

III.5.6. ÉLÉMENTS NON-STRUCTURAUX

En plus de l'étude du système structurel , il y a lieu de tenir compte de la présence d'éléments non-structuraux qui peuvent modifier considérablement le comportement de la structure et donner lieu à des désordres importants.

III.6. MODELISATION ET METHODES DE CALCUL

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Dans le cas des ouvrages qui relèvent du présent règlement, il est admis que les structures soumises à une action sismique puissent subir des déformations dans le domaine post-élastique. Il est fait alors recours à des méthodes de calcul linéaire équivalent, utilisant un modèle élastique de la structure où l'action sismique est introduite sous forme de spectre de réponse. Un coefficient de comportement unique associé à la structure permet alors :

- de déterminer les efforts de dimensionnement de la structure
- d'estimer les déformations inélastiques subies par la structure pour la vérification des critères d'endommagement.

D'autres méthodes de calcul plus élaborées peuvent éventuellement être utilisées, sous réserve de justification scientifique appropriée.

*Chapitre IV:
Présentation de
l'ouvrage*

CHAPITRE IV : Présentation de l'ouvrage

IV .1. Introduction

Dans ce chapitre on présente d'une façon générale le contexte de travail et les objectifs de notre projet. Une grande partie des données nous ont été fournies par le propriétaire sous forme de documents scannés, présentés à la fin de ce chapitre, dans le cas d'absence de données nous avons opté pour les valeurs les plus courantes.

IV.1.1 Généralités

La construction étudiée ici est un bâtiment à usage d'habitation (RDC+2) chaque étage comporte deux appartements de types « F4 », chaque appartement est constitué d'un hall, un séjour, trois chambre, une cuisine et salle de bain et WC. Selon les plans établis par l'architecte, on peut constater que la terrasse est inaccessible sauf pour les travaux d'entretien régulier.

Pour le calcul des éléments constituant cet ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL, RPA) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

La construction est implantée dans la willaya de Guelma, la configuration du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

IV.2. Description de l'ouvrage

IV.2.1 Dimensions en élévation :

Bloc :

⚡ Hauteur de RDC.....	3,40 m.
⚡ Hauteur d'étage courant	3,40 m.
⚡ Hauteur totale du bâtiment sans acrotère	10.20 m.
⚡ Hauteur totale du bâtiment avec acrotère.....	10.80 m.

IV.2.2 Dimensions en plan :

⚡ Longueur totale	19.50 m.
⚡ Largeur totale	10.60 m.

IV.2.3 Ossature de l'ouvrage :

Le système de contreventement de la structure est assuré par un ensemble de portiques auto stables (poteaux, poutres) suivant les deux sens.

IV.2.4 Planchers :

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leur dimension. Les plancher sont en corps creux.

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

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

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



Figure IV.1 : Plancher à corps creux

IV.2.5 Maçonnerie :

On distingue :

- ✚ Mur extérieur (double paroi).
- ✚ Mur intérieur (simple paroi).

➤ Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

➤ Murs intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm.



Figure IV.2 : Brique creuse

IV.2.6 Escaliers :

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

Dans notre projet on a un seul type d'escalier :

- ✚ Escalier à deux volées en forme de U.

IV. 2.7. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

IV.2.8. Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

IV.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

En absence de données et manque de temps pour la reconnaissance sur site nous avons opté pour les valeurs courantes. Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

IV.3.1.composants du béton :

IV.3.1.1. Le béton :

a. Introduction :

Le béton est le matériau de construction le plus répandu à l'époque actuelle, à cause de sa résistance en donnant un monolithisme à la construction, il est destiné à réaliser des éléments structuraux dans le domaine du bâtiment et du génie civil. Il est composé de plusieurs constituants élémentaires tels que : le ciment, les Agrégats et l'eau. Pour répondre aux besoins de certains usages des ajouts peuvent être envisagés tels que : les adjuvants, les fines, les additions....etc.

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (Armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

a. La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- ✓ 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- ✓ 400 L de sable $C_g \leq 5$ mm
- ✓ 800 L de gravillons $C_g \leq 25$ mm
- ✓ 175 L d'eau de gâchage

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

b. Résistances mécaniques du béton :

✓ **Résistance à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance (f_{cj}) à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale des éprouvettes cylindriques après une conservation dans les conditions définies par les normes : âge aux 28 jours, les dimensions de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur et une température ambiante.

Les règles BAEL donnent les formules ou les expressions de variation de la contrainte du béton en fonction de son âge :

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{1,4 + 0,95 \cdot j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPA.}$$

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA.}$$

$$\text{pour } j > 28 \text{ jour} \quad f_{cj} = 1,10 \times f_{c28}.$$

Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25$ Mpa.

✓ **Résistance à la traction :**

Cette résistance est définie par la relation $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$.

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse 60 MPa .

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

✓ **Modules de déformation longitudinale du béton :**

• **Déformations instantanées :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 1100 f_{cj}^{1/3}$$

Avec f_{cj} (exprimé en MPA) désignant la résistance caractéristique à la compression à (j) jours.

• **Déformations différées :**

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. On considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Alors le module de déformation longitudinale différé est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \quad \text{Avec } f_{cj} \text{ (exprime en MPA).}$$

• **Remarque :**

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

c. Modules de déformation transversale du béton :

✓ **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson est pris égal à :

0,2 pour le calcul des déformations ELS (béton non fissuré).

0 (zéro) pour le calcul des sollicitations ELU (béton fissuré).

d. Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays a permis une Modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la Méthode de calcul aux états limites

e. Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa Durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : **sa ruine totale Ou partielle**. D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa Durabilité d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort des Usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories :

✓ Etat limite ultime (ELU) :

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire : Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure. Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitués béton ou acier

Exemples : - La rupture par écrasement du béton.

- Etat limite ultime de stabilité de forme comme le flambement d'un poteau.

✓ Etat limite de service (ELS) :

Au-delà du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation Et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation, excessives des éléments Porteurs). Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelle (non majorée) et les Sollicitations de résistances calculées sans dépassement des contraintes limites.

Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

f. Déformation et contrainte de calcul :

• Etat limite ultime de résistance

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole-rectangle et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire

✓ Diagramme parabole rectangle(B.A.E.L91modifié99.p80) :

Contrainte à l'ELU :

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la relation :

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

C'est un diagramme contrainte déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de E.L.U (en compression 2 ‰ et 3.5‰)

La constante 0,85, coefficient de sécurité, tient compte du fait que l'éprouvette de béton est écrasée sous une charge instantanée, tandis que l'ouvrage est soumis à des charges de longue durée d'application.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

$\gamma_b = 1,5$ cas d'actions courantes.

$\gamma_b = 1,15$ cas d'actions accidentelles

$\theta = 1$ durée d'application des sollicitations supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$ durée d'application des sollicitations entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$ durée d'application des sollicitations inférieure à 1h.

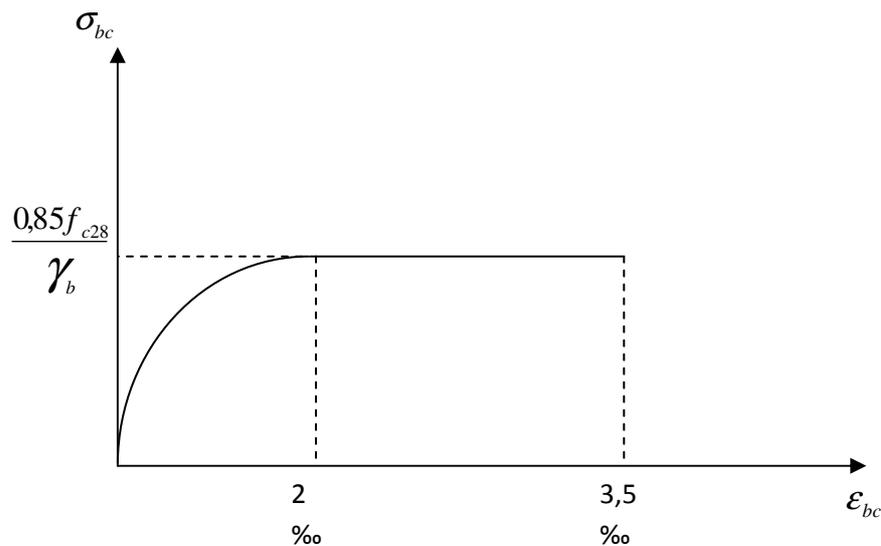


Figure IV.3. Diagramme Parabole-rectangle.

✓ **Contrainte limite de cisaillement :**

Est donnée par la formule suivante :

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

V_u : Effort tranchant

d : Hauteur utile de la section de béton considérée.

b_0 : Largeur de la section de béton considérée.

Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \min (0,13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) \Rightarrow \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPA.}$$

Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \min (0,10 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPA}) \Rightarrow \overline{\tau}_u = 2,50 \text{ MPA.}$$

Contrainte à l'ELS :

La contrainte limite de service en compression $\overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA.}$$

I.3.2. Caractéristiques mécaniques de l'acier :

a. la limite d'élasticité garantie f_e :

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

Tableau IV.1. La limite d'élasticité de l'acier

Type	Nuance	Fe(MPa)	Emploi
Ronds lisses	FeE22	215	Emploi courant. épingles de levage des pièces préfabriquées
	FeE24	235	
Barres HA Type 1 et 2	FeE40	400	Emploi courant.
	FeE50	500	
Treillis tréfilés HA Type 3	FeTE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	FeTE50	500	
Treillis soudés -lisses -Type 4	TSL	500	Emploi courant
	TSHA	520	

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence HA **FeE400** type1 (limite d'élasticité $f_e=400\text{Mpa}$), et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE24 ($f_e=235\text{Mpa}$).

Le module d'élasticité : $E_s = 2 * 10^5 \text{ MPA}$

b. Diagramme déformation contrainte de calcul :

❖ **Contrainte limite ultime :**

La contrainte limite de traction des aciers en service n'est limitée qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

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

f_e : limite élastique de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions

$\gamma_s = 1,15$ Dans les cas courants

$\gamma_s = 1,00$ Dans les cas accidentels.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier : $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

❖ **Contrainte limite de service :**

- **Fissuration peu nuisible :** aucune vérification n'est demandée dans ce cas, sauf qu'il faut vérifier la contrainte dans le béton.

- **Fissuration préjudiciable :**

$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 150\eta\right) \text{ (MPa)}$

- **Fissuration très préjudiciable :**

$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 110\eta\right) \text{ (MPa)}$

η : Coefficient de fissuration $\eta = 1,00$ Pour les aciers ronds lisses.
 $\eta = 1,60$ Pour les aciers à haute adhérence.

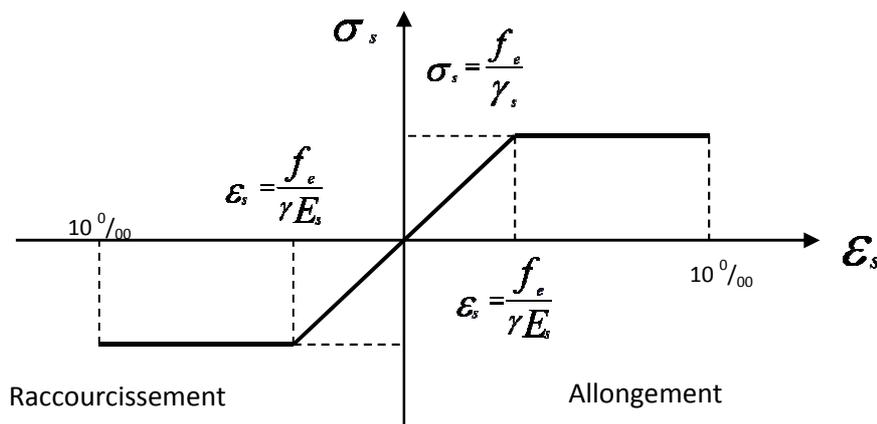


Figure IV.4. Diagramme Contraintes-Déformations.

❖ **Le coefficient d'équivalence :**

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

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

Pour notre cas, on admet pour σ_s les valeurs suivantes :

✓ rond lisse	$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} \end{array} \right.$	situation durable situation accidentelle
✓ haute adhérence	$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$	situation durable situation accidentelle
Allongement de rupture : $\varepsilon_s = 10\%$		

I.4. Actions et sollicitations :

❖ Actions :

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (Permanentes, climatiques, d'exploitations) et aux déformations imposées (Variations de température, tassements d'appuis).

On notera :

G : Charges permanentes (poids propre de la structure + les équipements fixes).

Q : Charges variables (charges d'exploitations + charges climatiques).

E : Action accidentelles (séisme, effet de choc « explosion »).

❖ Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions. Sollicitations de calcul

❖ Les combinaisons utilisées dans notre étude :

À l'état limite ultime ELU

➤ $1,35.G + 1,5.Q$

A l'état Limite de Service ELS

➤ $G + Q$

❖ Sollicitations sismiques :

Les combinaisons sismiques utilisées dans notre étude selon le RPA 99 Version 2003 :

- $G + Q + E$.
- $0,8 \times G \pm E$.

IV.5. Règles de calcul et caractéristique des matériaux

1. Règles de calcul :

Le calcul et la vérification du bâtiment considéré sont basés sur les règlements suivants :

A. Les règles parasismiques algériennes (R.P.A.99)

Elles sont applicables à toutes les catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière.

Le but de ce règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit :

- une classification selon les zones sismiques et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondations.
- une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
- Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux.

B. Les règles du béton armé aux états limites(B.A.E.L)

Le règlement (B.A.E.L91) fait intervenir le calcul aux limites un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir la fonction pour laquelle elle a été conçue, on distingue deux états limites qui sont :

1.1 Etats limites ultimes

Ils correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la structure dont le dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage.

Les états limites seront relatives à la limites soit :

- ✓ De l'équilibre statique.
- ✓ De la résistance de la structure ou de l'un de ses éléments.
- ✓ De la stabilité de forme de la construction (flambement).

La combinaison d'action à l'état limite ultime est :

$$q = 1.35G + 1.5Q$$

1.2 Hypothèses de calcul pour l'état limite ultime

a) De résistance(E.L.U.R)

- les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation.

-Il n'y a pas de glissement entre les armatures et le béton.

-La résistance à la traction du béton est négligée.

b) De stabilité de forme

Elle est exposée à l'article A4.43 des règles B.A.E.L91, on tient compte lors de la justification à cet état des efforts ramenés à étudier la stabilité de forme en majorant convenablement les actions à considérer dans les calculs (L'E.L.U.R).

1.3 Etats limites de service (E.L.S)

Ils constituent les limites de déformation, de l'ouverture de fissuration, de contraintes au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de la durabilité ou de l'un de ses éléments ne sont pas satisfaites, les états limites de service sont relatifs à la limite :

- ✓ De l'ouverture excessive des fissures
- ✓ Des déformations excessives pour les éléments porteurs.
- ✓ Des vibrations inconfortables pour les usages

La combinaison d'action à l'état limite de service est :

$$q = G + Q$$

a) Hypothèses de calcul pour l'état limite de service

En plus des hypothèses citées ci-dessus, le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques

$$\sigma_b = E_b \times \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

Par convention $N = \frac{E_s}{E_b}$ (coefficient d'équivalence).

IV.6. Documents fournis par le propriétaire

STRUCTURE :

a. superstructure:

- * Les éléments porteurs verticaux : poteaux 30x40
- * Les éléments porteurs horizontaux:
 - poutres de section 30x40 sur toute la construction de l'ouvrage.
 - un seul type de plancher à corps creux (16+4) avec poutrelles coulées sur place.

b. infrastructure :

- Fondation d'une semelle isolée.
 - Amorces poteaux 30x40
 - Longrines de 30x40.
- Les semelles reposent sur une couche de béton maigre dosé à 250 kg/m^3 d'épaisseur de 10 cm, d'autre part le terrain est constitué par un sol meuble dont le travail est $\bar{\sigma}_3 = 2 \text{ bars}$ et une masse volumique de 1800 kg/m^3 . — tout de

MATERIAUX:

Les matériaux utilisés doivent être conformes aux règlements en vigueur en Algérie.

a. béton armé: utilisé pour les poutres, poteaux, dalle, escalier, semelles.

* dosage : 350 kg/m^3 , ciment CPA. 325 .

C. aciers à haute adhérence:

classe FeE40A:

- limite d'élasticité nominale $\sigma_{en} = 4120 \text{ bars}$ ($\phi \leq 20$)
- " " " " $\sigma_{en} = 3020 \text{ bars}$ ($\phi > 20$)

D. aciers doux :

classe FeE22:

- limite d'élasticité nominale $\sigma_{en} = 2160 \text{ bars}$.

E. treilles soudés:

- $\phi < 6 \text{ mm}$ - limite d'élasticité nominale $\sigma_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2$
- $\phi > 6 \text{ mm}$ - " " " " $\sigma_{en} = 4500 \text{ kg/cm}^2$.

CHAPITRE IV : Présentation de l'ouvrage

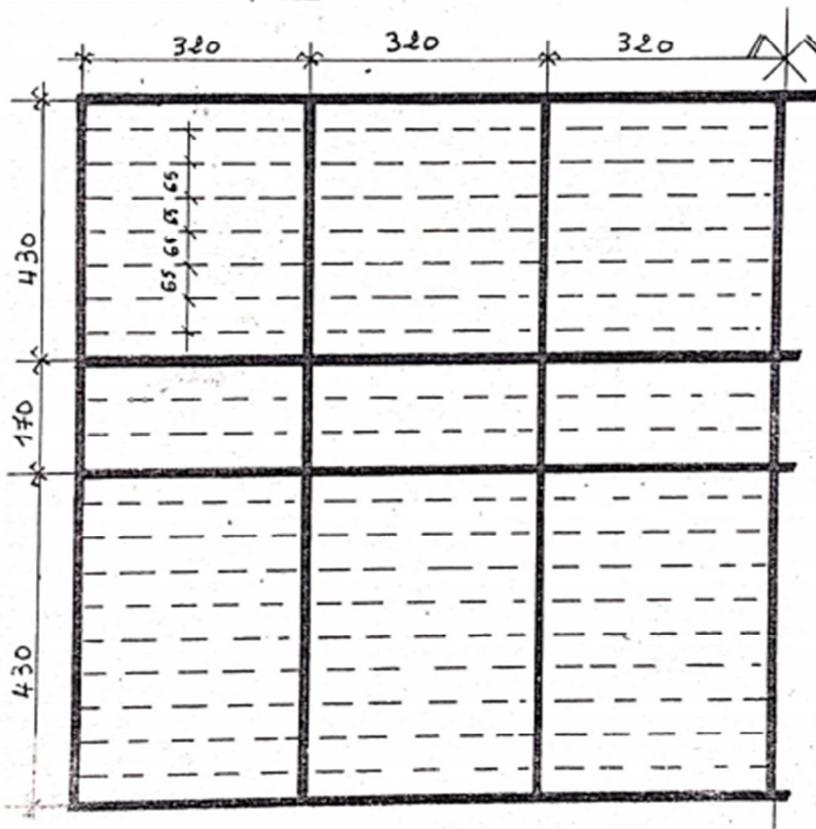
F. Etanchéité et revêtement :

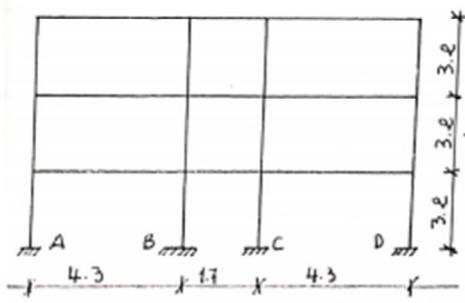
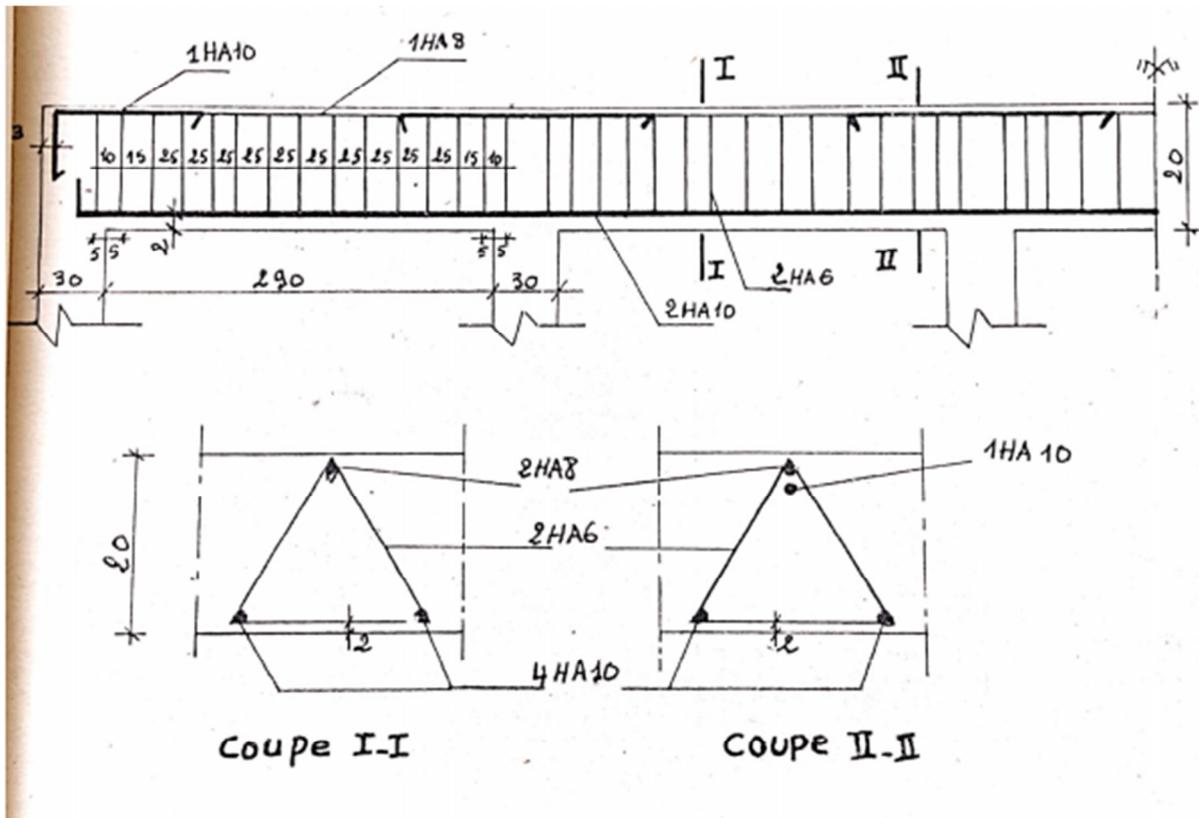
- Isolation thermique par liège d'épaisseur minimale de 2cm en plaques jointives.
- Forme de pente en béton maigre avec pente de 2%.
- Etanchéité multicouche comprenant:
 - enduit d'imprégnation à chaud.
 - couche de feutres asphaltés croisés.
 - protection mécanique par couche de gravillon roulée de 5cm d'épaisseur.
- Revêtement verticale : réaliser par un enduit extérieur de 2cm en ciment et un enduit intérieur en mortier battard pour les murs et en plâtre pour les plafonds.
- revêtement horizontale : en carrelage de grès de 2cm d'épaisseur repose sur un lit de sable de 2cm.

G. éléments de remplissage :

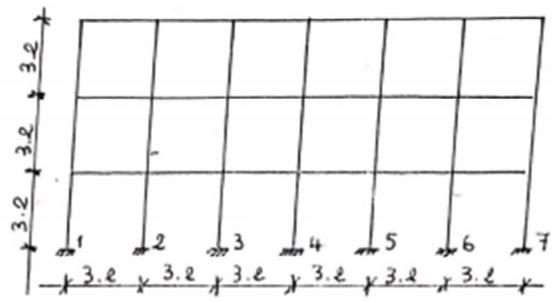
- Murs extérieurs de 30cm d'épaisseur constitués par des briques de (15x20x20) et de (10x20x20) + 1^{er} lame d'air de 5cm.
- cloisons de 10cm avec brique de (10x20x20).

disposition des poutrelles :

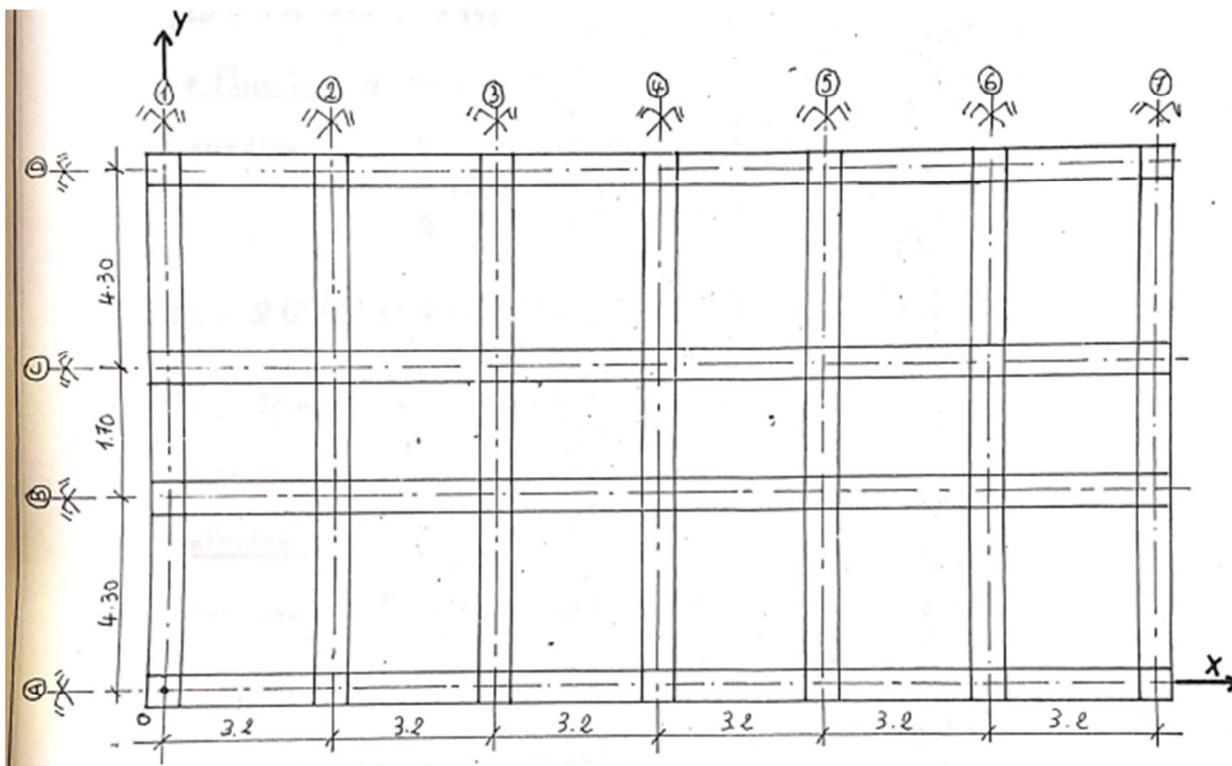




- Portique transversal -

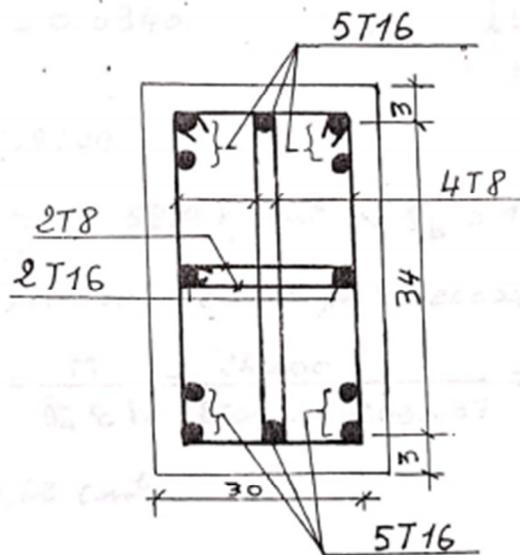


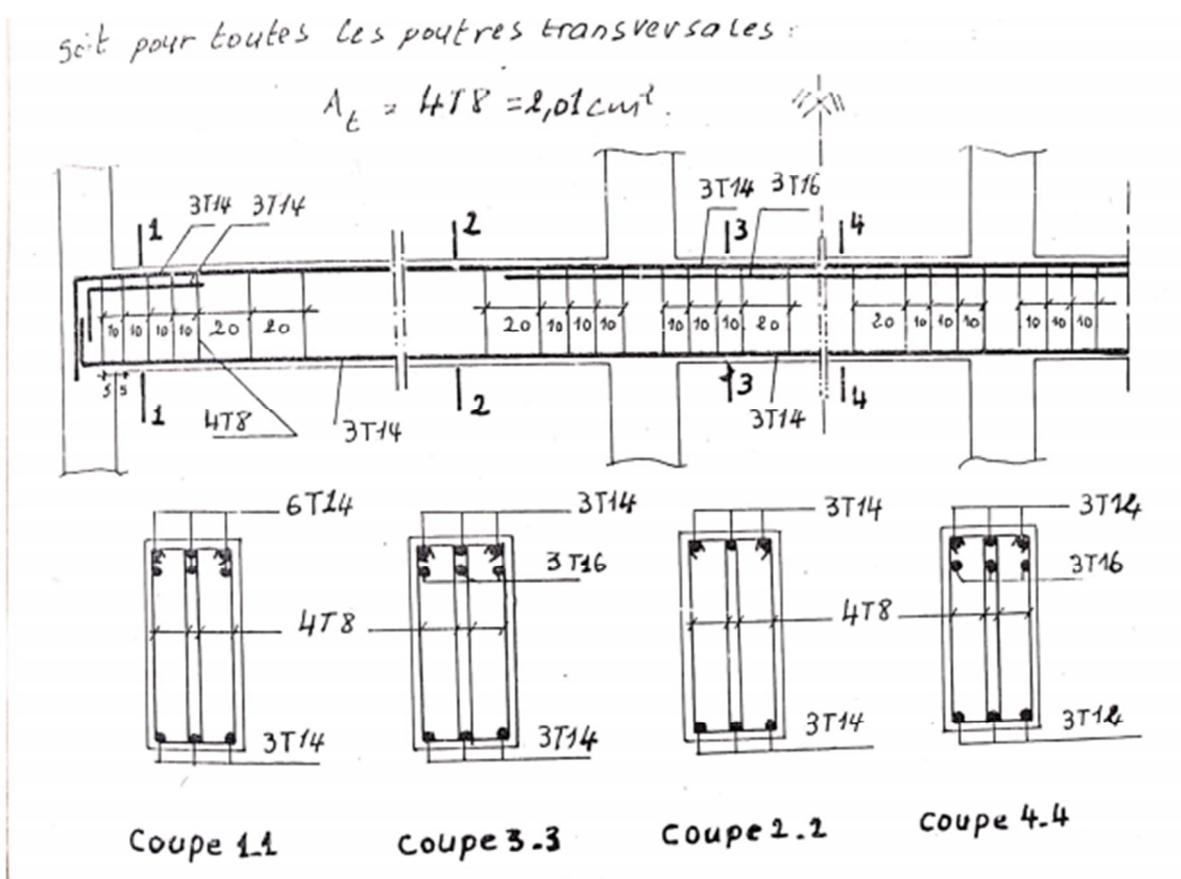
- Portique longitudinal -

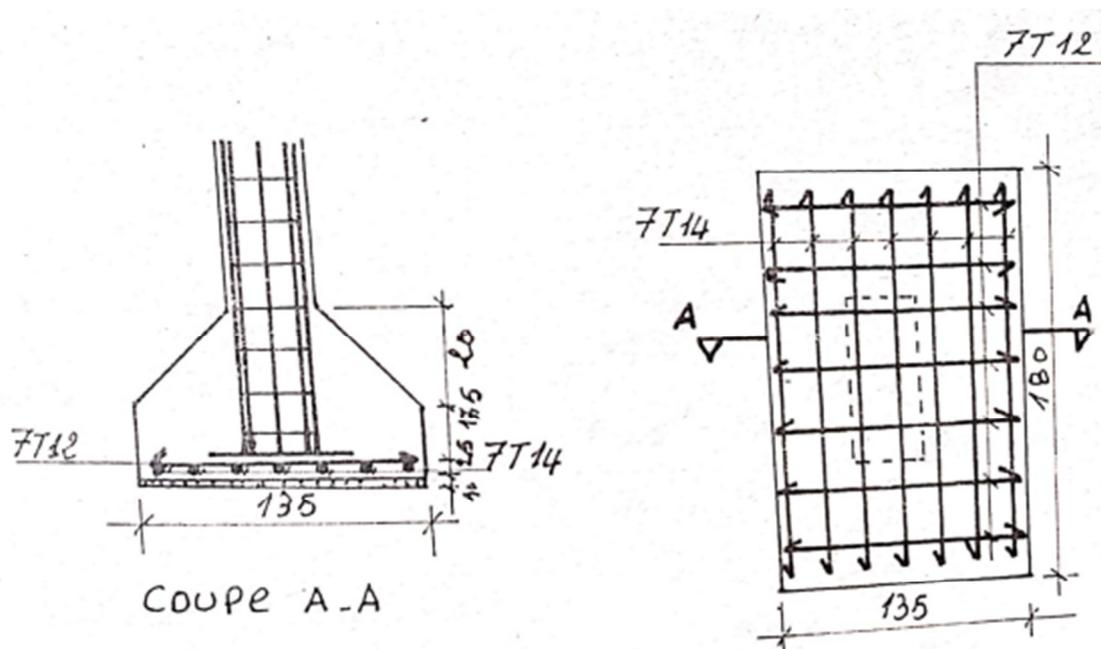
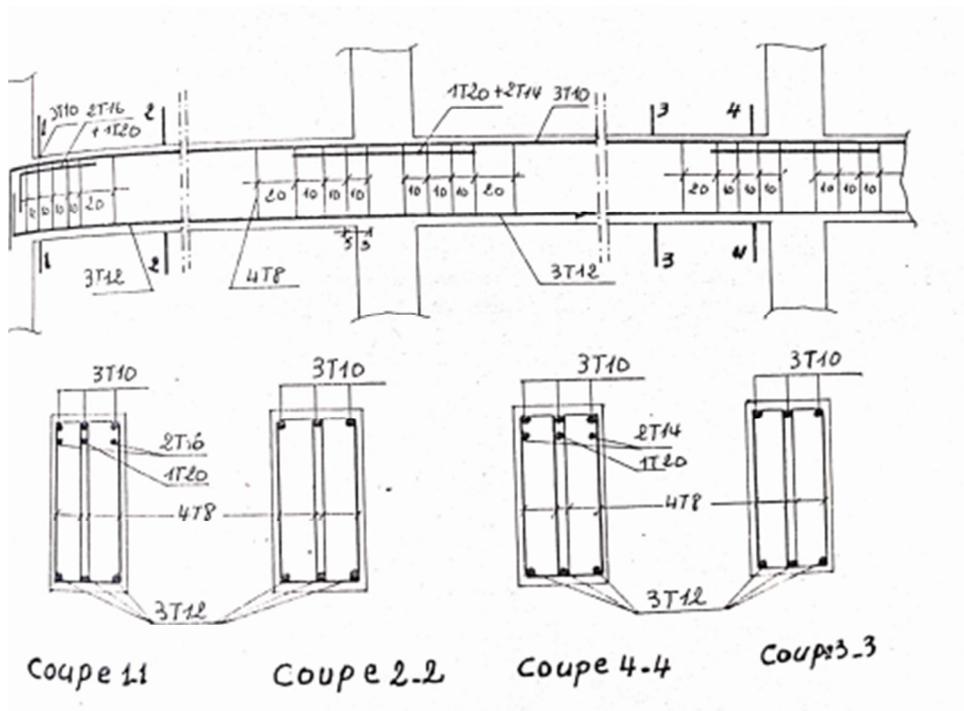


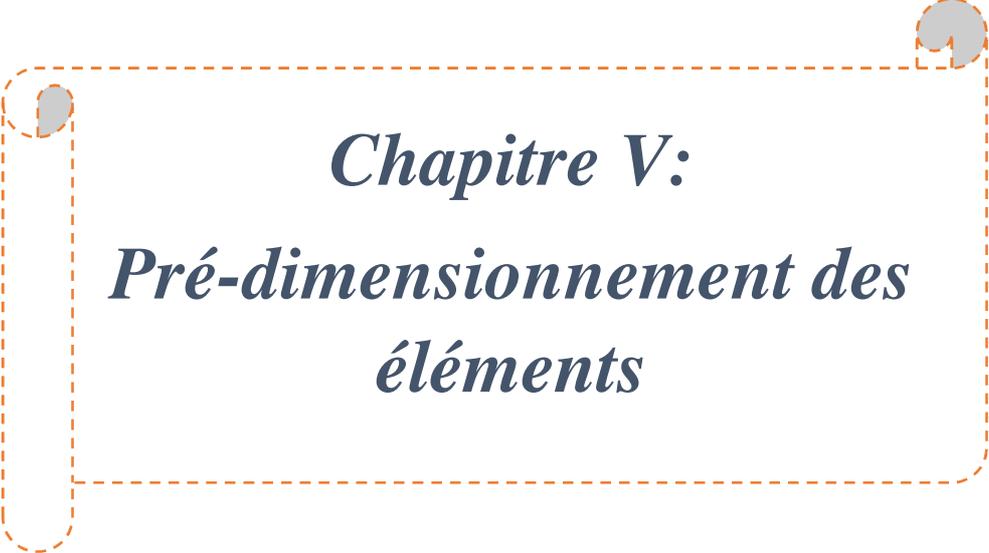
sens transversal : 2 nappes = 5T16 + 5T16

sens longitudinal : 2 nappes = 5T16 + 5T16









Chapitre V:
Pré-dimensionnement des
éléments

CHAPITRE V : Pré-dimensionnement des éléments

V.1 Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but le calcul préliminaire des section des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le BAEL91 et RPA99/ version 2003. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

Dans ce chapitre, on va faire un pré-dimensionnement pour chaque type des éléments suivants :

- Planchers
- Poutres
- Poteaux
- Escaliers

V.2. Pré-dimensionnement du plancher :

Ce présent ouvrage admet des planchers à corps creux pour L' (RDC).

V.2.1. Plancher à corps creux :

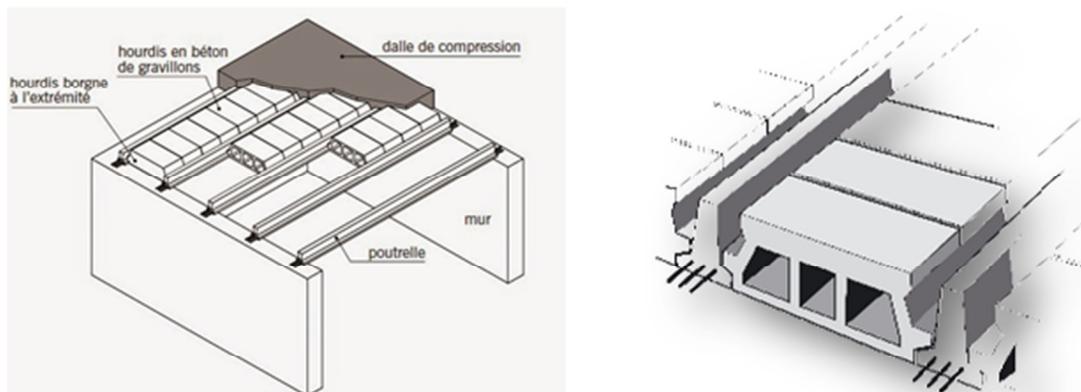


Figure. II.2.1 Plancher à corps creux

L'épaisseur des planchers à corps creux est en fonction de la hauteur des poutrelles h_t , et des conditions d'utilisation et de résistance.

- On déduit donc l'épaisseur des planchers à partir des conditions ci-après :
- Résistance au feu

D'après le BEAL 91

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5$ pour un coupe-feu de quatre heures.

On admet que : $e = 18$ cm

➤ Condition de flèche

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$H_t \geq \frac{l_{\max}}{22,5}$$

L_{\max} : (longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis).

$$L_{\max} = 320 - 30 = 290 \text{ cm}$$

$$H_t \geq \frac{l_{\max}}{22,5} = \frac{290}{22,5} = 12,88 \text{ cm}$$

Donc : $h_t = 20$ cm (4 cm de la dalle de compression et 16 cm de corps creux).

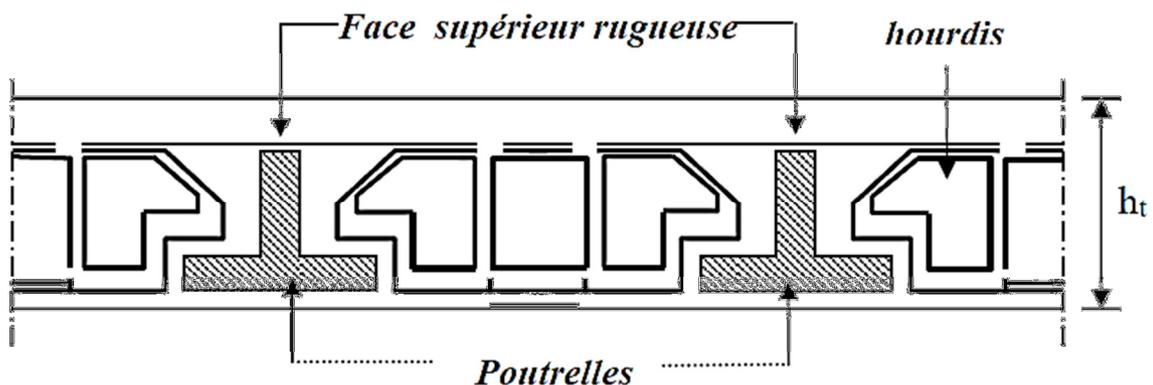


Figure V.2.2 : coupe verticale du plancher à corps creux.

➤ Isolation phonique :

Selon les règles techniques «CBA93» en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation phonique.

On limite donc notre épaisseur à : $e=16\text{cm}$

$$ht = \max \{18, 21, 16\} \text{ (cm).}$$

$$ht = (16 + 4) \text{ cm} \quad \text{donc } ht = 20\text{cm.}$$

a)-1- Dimensions des poutrelles : (Figure II.3.)

Les poutrelles sont des sections en T, en béton armé servant à transmettre les charges vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères

Sont disposées parallèlement à la plus petite portée (sens porteur, le plancher travaillant dans un seul sens).

Si les portées dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens où on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

V.2.2. Pré-dimensionnement des poutrelles :

Pour la dalle de compression en a : $(16+4)$

Pour la largeur de la nervure nous avons :

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$b_0 \geq (0,3h ; 0,4h) \quad \rightarrow \quad b_0 \geq (6,0 ; 8,0) \quad \text{en adopte } \rightarrow \quad b_0 = 10 \text{ cm}$$

La largeur de la table de compression est déterminée à partir des conditions suivantes :

$$b_1 \geq \min [L/2 \quad L_{\max}/10]$$

$$L = 55 \text{ cm} \text{ et } L_{\max} = 400 \text{ cm}$$

$$\rightarrow b_1 \leq \left(\frac{L_{\text{hourdis}}}{2} \right) \Rightarrow b_1 \leq 27,5 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$\rightarrow 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \quad 30 \leq b_1 \leq 40 \text{ cm}$$

En prend la plus faible valeur $\Rightarrow b_1 = 27,5 \text{ cm}$

$$\text{Par suite en : } b = 2b_1 + b_0 = 2(27,5) + 10 = 65 \text{ cm}$$

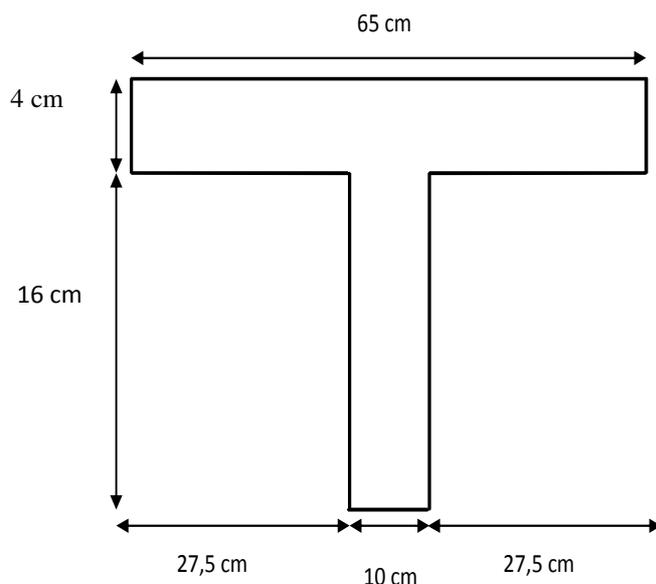


Figure V.2.3 : Schéma de Pré dimensionnement du plancher

V.2.3. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux ont pour rôle de supporter les charges verticales dues aux planchers, poutrelles et les charges horizontales dues aux séismes et transmises aux poteaux.

Le pré-dimensionnement des poutres s'effectue à partir des conditions suivantes :

❖ **D'après le BAEL91 :**

$$(L/15) \leq h \leq (L/10)$$

$$0.3h \leq b \leq 0.5h$$

❖ **D'après le RPA :**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

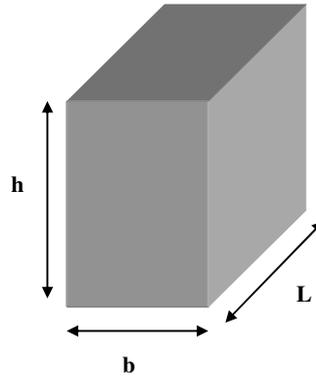


Figure V.2.4. Section de la poutre

V.2.3.1 Poutres longitudinales (principale) :

Soit $L_{max} = 4,00$ m la longueur maximal dans le sens longitudinale

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.5h \end{cases}$$

$$\begin{cases} 26.7 \leq h \leq 400 & \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \\ 12 \leq b \leq 20 & \Rightarrow b = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions du RPA99 V2003 :

$b \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

$h \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow 40 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

$h/b \leq 4 \quad \rightarrow (40/30) = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

NB : pour les raisons architecturales nous avons des murs de 30 cm d'épaisseur

Donc on adopte : $b = 30 \text{ cm}$

Soit : $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$

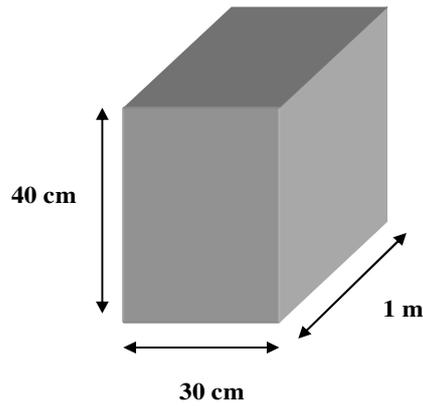


Figure V.2.5. Section de la poutre principale

II.2.3.2. Poutres transversales (secondaire) :

Soit $L_{max} = 2.90$ m la longueur maximal dans le sens transversale.

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.5h. \end{cases} \quad \begin{cases} 19.33 \leq h \leq 29 \Rightarrow h = 40\text{cm} \\ 12 \leq b \leq 20. \Rightarrow b = 30\text{ cm} \end{cases}$$

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions du **RPA99** :

$b \geq 20\text{cm} \rightarrow 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

$h \geq 20\text{cm} \rightarrow 40 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

$h/b \leq 4 \rightarrow (40/30) = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

Donc on adopte : $b=30\text{cm}$

Soit : $b \times h = 30 \times 40\text{cm}^2$

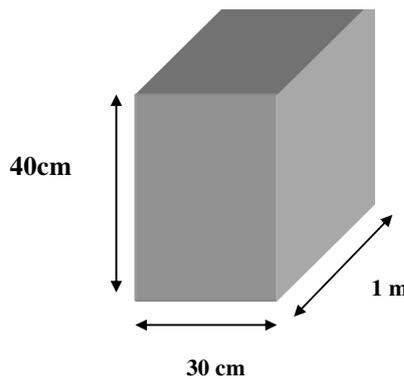


Figure V.2.6. Section de la poutre secondaire

V.2.3.3. Poutre palière

L = 290 cm

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \rightarrow \quad 19.33\text{cm} \leq h \leq 29\text{cm}.$$

On adopte **h = 40cm**

La largeur de poutre : $0,3.h \leq b \leq 0,8.h$

Donc $12 \text{ cm} \leq b \leq 32\text{cm}$. Pour une raison d'esthétique on adopte : **b = 30m**

Alors la section de la poutre palière sera **(30×40)**

Vérifications selon le **RPA 99 versions 2003 (art7.5.1)**

$h \geq 25 \text{ cm}$ \rightarrow condition vérifiée

$b \geq 20\text{cm}$ \rightarrow condition vérifiée

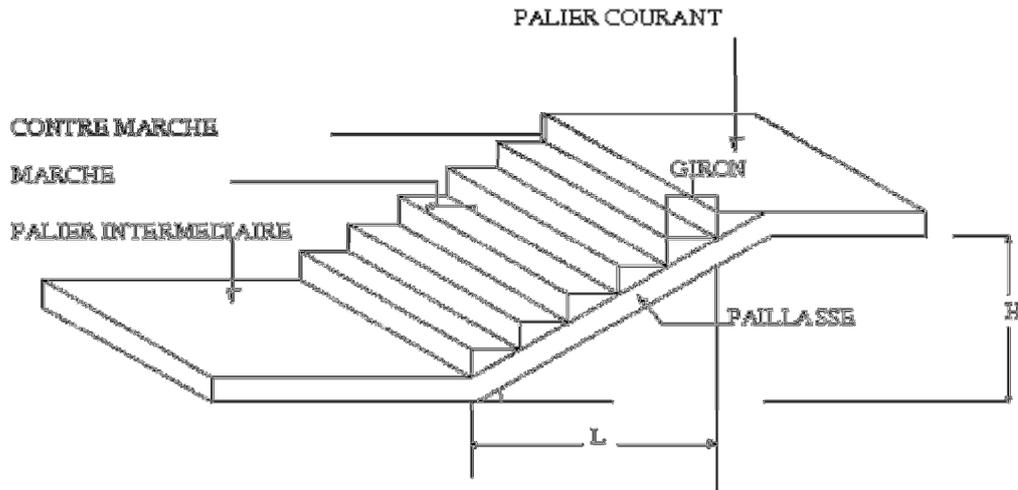
$h/b \leq 4$ $40/30 = 1,33 < 4$ \rightarrow condition vérifiée

V.3. Pré dimensionnement des escaliers

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Les escaliers sont constitués par des volées préfabriquées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.



Représentation d'un escalier

Figure V.4.1 : schéma d'escaliers.

Caractéristiques techniques :

Hauteur : $H = 3,40$ m (RDC)

Hauteur : $H = 3,40$ m (Etages)

Choisissons une hauteur de marche de 17 cm (valeur moyenne pour une marche).

Pour déterminer le giron, appliquons la formule de **Blondel** :

$$59 \text{ cm} < 2h + g < 66 \text{ cm.}$$

$$59 - 2 \times 17 < g < 66 - 2 \times 17.$$

$$25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm} ; \quad \text{soit un giron de } 30 \text{ cm.}$$

✚ Niveau RDC et EC :

Au niveau RDC et EC on a la même hauteur $h = 3,40$ m et 2 volées dans chaque niveau d'une hauteur $h' = 1,70$ m .

Donc pour le rez-de-chaussée et l'étage courant :

pour 1 volée :

Nombre de contre marches " N_c ":

$$N_c = \frac{\text{hauteur à montée}}{\text{hauteur de marche}}$$

$$N_c = \frac{170}{17} = 10 \text{ contre marches.}$$

La longueur projetée de la paillasse (l'):

$$l' = (N_c - 1) \times g = (10 - 1) \times 30 = 270 \text{ cm}$$

$$\text{L'inclinaison de la paillasse : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h'}{l'} = \frac{170}{240} = 0,70 ; \quad \text{donc } \alpha = 35^\circ$$

$$\text{La longueur de la paillasse (L) est : } L = (h' / \sin \alpha) = (170 / \sin 35^\circ) \quad \rightarrow \quad L = 2.96 \text{ m.}$$

L'épaisseur de l'escalier :

Niveau RDC et EC :

L'épaisseur de l'escalier est : $L_0/30 \leq e \leq L_0/20$.

$$\rightarrow 3900/30 \leq e \leq 390/20 \quad \rightarrow \quad 13 \leq e \leq 19,5 \quad \rightarrow \quad e = 15 \text{ cm.}$$

V.4. Descente des charges :

✚ Introduction :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher et ce jusqu'à la fondation. Les charges réglementaires sont :

Les charges permanentes qui présentent le poids propre (G).

Les charges d'exploitation ou surcharges (Q).

1) Les planchers

a. Plancher terrasse

La terrasse est à une zone accessible et une zone inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Tableau V.5.1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220

4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle en corps creux	16+4	1360	280
6-Enduit plâtre	2	1000	20
7-Couche de papier kraft	/	/	1
8-couche de par vapeur	0,8	1200	10

La charge permanente $G = 637 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$.

La charge d'exploitation (terrasse accessible) $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$.

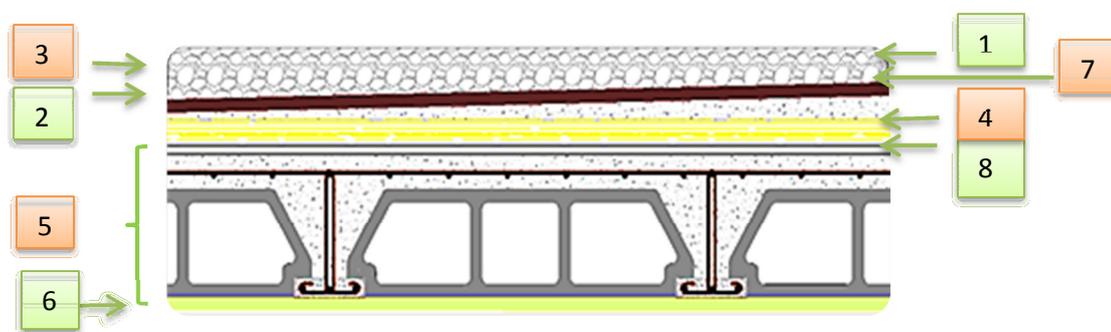


Figure V.5.1 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux.

b. Plancher étages courant

Les plancher des étages courant sont en corps creux.

Tableau V.5.2 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m³)	G (Kg/m²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lite de sable	3	1800	54
4-Dalle en corps creux	16+4	1360	280
5-Enduit plâtre	2	1000	20
6-Cloison de séparation	10	1000	100

CHAPITRE V : Pré-dimensionnement des éléments

La charge permanente $G = 538 \text{ Kg/m}^2$.

La charge d'exploitation (chambres) $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$.

La charge d'exploitation (hall de circulation) $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$.

La charge d'exploitation (balcon) $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$.

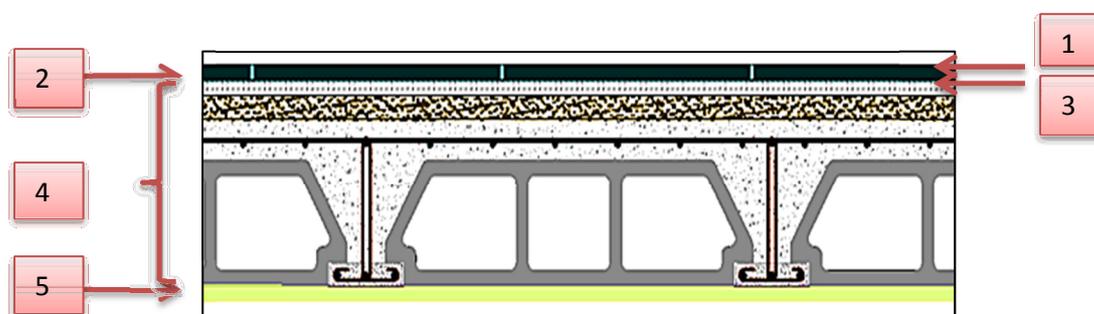


Figure V.5.2 : Coupe plancher étage courant.

Tableau V.5.3 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m^3)	G (kg/m^2)
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle pleine	15	2500	375
6-Enduit plâtre	2	1000	20

La charge permanente $G = 721 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$.

La charge d'exploitation (terrasse accessible) $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$.

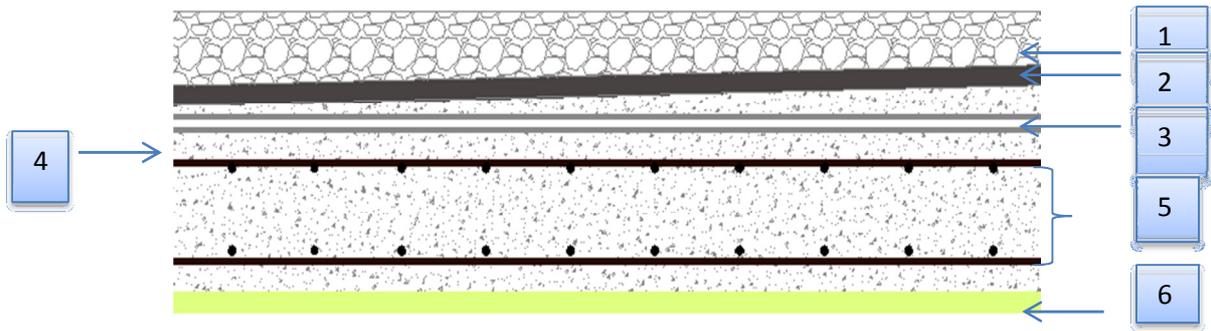


Figure V.5.3 : Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.

2) Mur extérieur (double cloison)

Tableau V.5.4 : Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Brique creuse	25	1400	350
2-Enduit plâtre	2	1200	24
3-Enduit ciment	2	2000	40
Total			G=414

La charge permanente (niveau RDC) $G = 414 \times (3.06 - 0.40) = 1101,24 \text{ Kg/ml}$.

La charge permanente (niveau étage courant) $G = 414 \times (3.06 - 0.40) = 1101,24 \text{ Kg/ml}$.

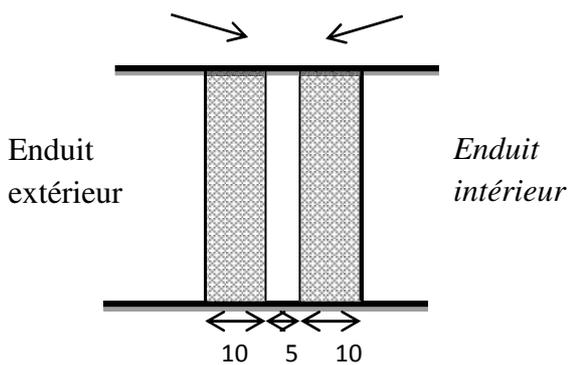


Figure V.5.4 : Remplissage en double paroi.

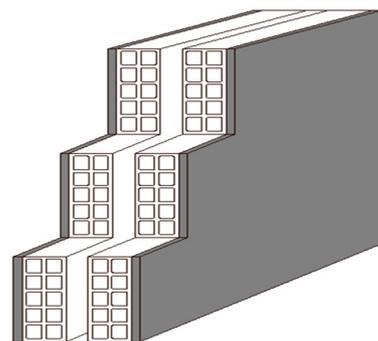


Figure V.5.5 : Mur extérieur.

3) Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau V.5.5 : Charge permanente du mur double cloison.

N°	Composants	Épaisseur(m)	Poids volumique	Poids surfacique
1	Enduit en ciment	0.02	2000	40
2	Brique creuse	0,10	900	90
3	Enduit en ciment	0,02	1400	28
			Total	158

La charge permanente (niveau RDC) $G = 158 \times (3,06 - 0,40) = 420,28 \text{ Kg/ml}$.

La charge permanente (niveau étage courant) $G = 158 \times (3,06 - 0,40) = 420,28 \text{ Kg/ml}$.

La charge permanente (niveau étage courant : balcon) $G = 158 \times 1,50 = 237 \text{ Kg/ml}$.

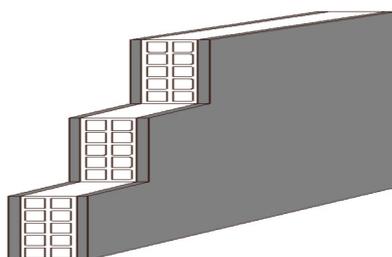


Figure V.5.6 : Mur simple cloison.

4) L'acrotère

$$S = 0,6 \times 0,1 + 0,08 \times 0,1 + \frac{0,02 \times 0,1}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

$$P = S \times 25 = 0,069 \times 25 = 172,5 \text{ KN/ml}$$

Enduit : ep 2cm = 55Kg/ml

Charge permanente $G = 227,5 \text{ Kg/ml}$

Charge d'exploitation $Q = 100 \text{ Kg/ml}$

5) L'escalier

✚ Palier

Tableau V.5.7 : Evaluation des charges permanentes de palier.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Dalle en BA	15	2500	375
5-Enduit ciment	2	2000	40

La charge permanente **G** = 553 Kg/m².

La charge d'exploitation **Q** = 250Kg/m².

✚ Paillasse

✚ Tableau V.5.8 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau RDC et EC .

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	2	1800	36
4-Marche	17	2200	(0,17/2)×2200 =187
5-Paillasse	15	2500	(2500×0.15)/cos35=444,68
6-Enduit ciment	2	2000	40
7-Gardes corps	/	/	20

La charge permanente **G** = 811,68 Kg/m².

La charge d'exploitation **Q** = 250 Kg/m².

V.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis, pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime ($N_u = 1,35G + 1,5Q$).

V.5.1. Etapes de Pré dimensionnement :

- ✓ Dimensionnements des poteaux.
- ✓ Choix du poteau le plus sollicité.
- ✓ Calcul de la longueur de flambement L_f .
- ✓ Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- ✓ vérification de l'effort normale du poteau.
- ✓ vérification de la contrainte du béton.
- ✓ Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003**.

V.5.2. Pré dimensionnement des poteaux centraux :

1. Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaire doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003** : $\min(a,b) \geq 25$ cm en zone IIa

Tableau V.5.1 : Pré dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		2eme	1ere	RDC
Dimension du poteau	a (cm)	30	30	30
	b (cm)	40	40	40

2. Choix du poteau le plus sollicité :

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est le poteau « **B-6** ».

La surface reprise par le poteau :

$$S_p = (1,45+1,45) \times (1,95+0,65) = 7,54 \text{ m}^2.$$

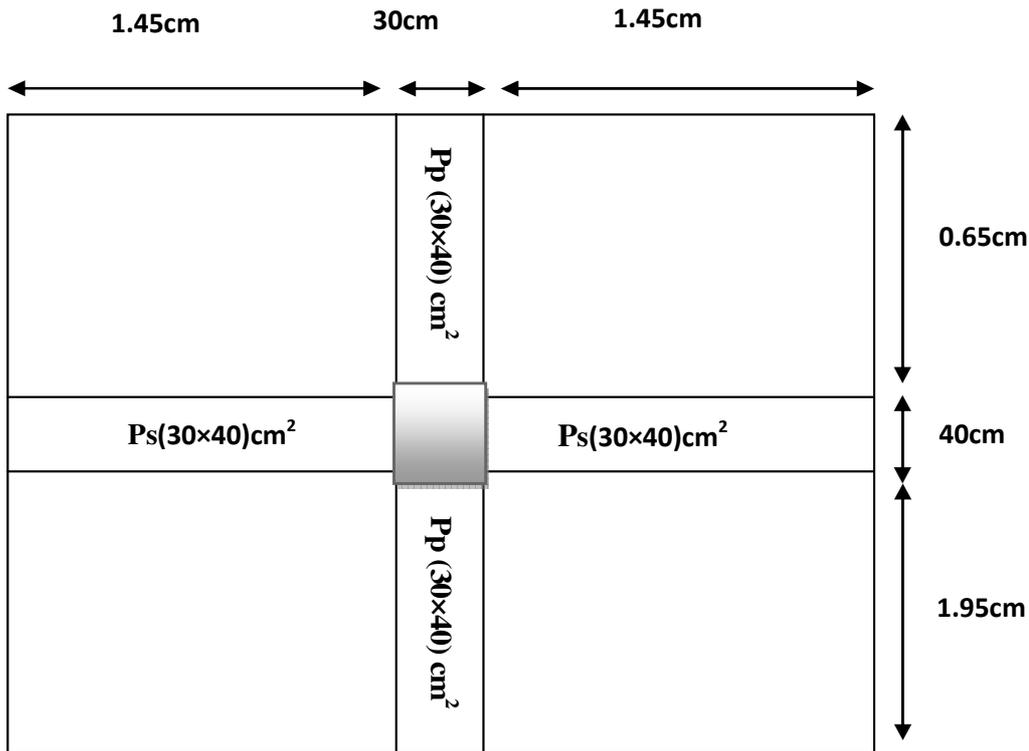


Figure V.5.1 : Représentation du poteau central le plus sollicité.

3. Calcul de la longueur de flambement L_f :

Le règlement **CBA93** définit la longueur de flambement L_f comme suit :

$0,7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :

Soit encastré dans un massif de fondation.

Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

➤ L_0 : dans les autres cas.

Pour notre cas, on prend : $L_f = 0,7 L_0$ (poteau avec des extrémités encastrés jusqu'à fondation).

RDC : ➔ $L_f = 0,7 \times 3,40 = 2,38 \text{ m}$

Étage courant : ➔ $L_f = 0,7 \times 3,40 = 2,38 \text{ m}$

4. Calcul de normal admissible l'effort \bar{N}_u :

L'effort normal admissible est :

$$\bar{N}_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

\bar{N}_u : Effort normal admissible à l'ELU.

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie :

RDC : $B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (30 - 2) \times (40 - 2) = 1064 \text{ cm}^2$

Etage courant : $B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (30 - 2) \times (40 - 2) = 1064 \text{ cm}^2$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que:

$\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier tel que :

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$: Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,2% de la section réelle du poteau (section estimé).

α : Coefficient en fonction de l'élancement du poteau : **Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art B.8.4.1).**

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} ; \text{ pour } \lambda < 50 \quad \text{Et} \quad \alpha = \left(0,6 * \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2\right) ; \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{et} \quad i = \frac{a}{\sqrt{12}}$$

Où : i : Rayon de giration ; λ : L'élancement géométrique ; L_f : Longueur de flambement.

a : plus petit Dimension du poteaux.

Tableau V.5.2 : Calcule l'effort admissible des poteaux \bar{N}_u .

Niveaux	Dimension (cm ²)	Br (cm ²)	L _f (m)	λ	α	As (mm ²)	\bar{N}_u (kN)
2 ^{ème} étage	30×40	1064	2,38	26.56	0,762	240	1558.176
1 ^{ère} étage	30×40	1064	2,38	26.56	0,762	240	1558.176
RDC	30×40	1064	2,38	26.56	0,762	240	1558.176

5. 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 (poteaux ou murs) ainsi que les fondations.

A) Charges d’exploitation :

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

$$Q_0 + \frac{3 + n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec **n**: Nombre d’étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ‘‘0’’).

Q₀: La charge d’exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂, …, Q_n : Les charges d’exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage → condition non vérifiée

Tableau V.5.3: Détermination des charges d’exploitations.

Niveaux	Q (kN/m ²)		S (m ²)	Q = q × S (kN)			$\frac{3 + n}{2n}$	Q _{cum} (kN)
2^{ème} étage	1	1	7.54	Q₀=	7.54	7.54	1	7.54
1^{ère} étage	1,5	2,5	7.54	Q₁=	22,89	38,156	1	45,7825
RDC	1,5	2,5	7.54	Q₂=	22,89	38,156	1	76,3025

B) Charges permanentes et l’effort normal «Nu» :

2^{ème} étage :

$G_{\text{plancher terrasse}} = G \times S_p = 6.37 \times 7.54 = 48.02 \text{ KN}$

$G_{\text{poutre. P}} = [(0.30 \times 0.40) (0.65 + 1.95)] \times 25 = 7.8 \text{ KN}$

$G_{\text{poutre. S}} = [(0.30 \times 0.4) (1,45 + 1,45)] \times 25 = 8.7 \text{ KN}$

$G_{\text{Poteau}} = 0.4 \times 0.3 \times 3,06 \times 25 = 10.2 \text{ KN}$

G=74.72 KN.

RDC, & 1^{ère} étage:

$$G_{\text{plancher EC}} = G \times S_p = 5,30 \times 7.54 = 39.96 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre. P}} = [(0.30 \times 0.40) (0.65 + 1.95)] \times 25 = 7.8 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre. S}} = [(0.30 \times 0.4) (1,45 + 1,45)] \times 25 = 8.7 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poteau}} = 0.4 \times 0.3 \times 3,4 \times 25 = 10.2 \text{ KN}$$

G=40 KN.

6. Vérification selon le BAEL91 révisées 99 :

6.1. Vérifications de l'effort normale des poteaux $1.1N_u \leq \overline{N_u}$.

Tableau V.5.4 : Vérifications de l'effort normale des poteaux $1.1N_u \leq \overline{N_u}$.

Niveaux	G (kN)	G _{cum} (kN)	Q _{cum} (kN)	N _u (kN)	1.1N _u (kN)	$\overline{N_u}$ (kN)	$1.1N_u \leq \overline{N_u}$
2 ^{ème} étage	74.72	74.72	7.54	112.182	123.4	1558.176	Oui
1 ^{ère} étage	40	114.68	45,7825	223.49	245.84	1558.176	Oui
RDC	40	154.68	76,3025	323.27	355.59	1558.176	Oui

6.2. Vérification de la contrainte du béton $(N_u/B) \leq \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$

Tableau V.5.5 : vérification de la contrainte du béton $(N_u/B) \leq \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$ des poteaux.

Niveaux	B (cm ²)	N _u (kN)	N _u /B (MPa)	$\frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ (MPa)	$(N_u/B) \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$
2 ^{ème} étage	30×40	112.182	0.934	14,17	Oui
1 ^{ère} étage	30×40	223.49	1.86	14,17	Oui
RDC	30×40	323.27	2.69	14,17	Oui

6.3. Vérification selon le RPA 99 version 2003 :

D'après le **RPA 99 / version 2003**, les clauses suivantes doivent être vérifiées

A) Coffrage

Tableau V.5.6. : 1^{ère} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.

condition à vérifier	Application de condition	Vérification
$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b, h)=30\text{cm} \geq 25\text{cm}$	Oui
$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$\text{Min}(b, h) =30\text{cm} \geq (h_e/20)=(3,40)/20=17\text{ cm}$	Oui
$0,25 \leq (b/h) \leq 4$	$0,25 \leq (30/40)=0,7 \leq 4$	Oui

V.6.Pré-dimensionnement des semelles :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{40}{30} \times \frac{0.390}{0.2}} \rightarrow B \geq 160\text{cm}$$

On Prend : B=180cm

$$A = B \times \frac{a}{b} \rightarrow A = 180 \times \frac{30}{40} \rightarrow A = 135\text{cm}$$

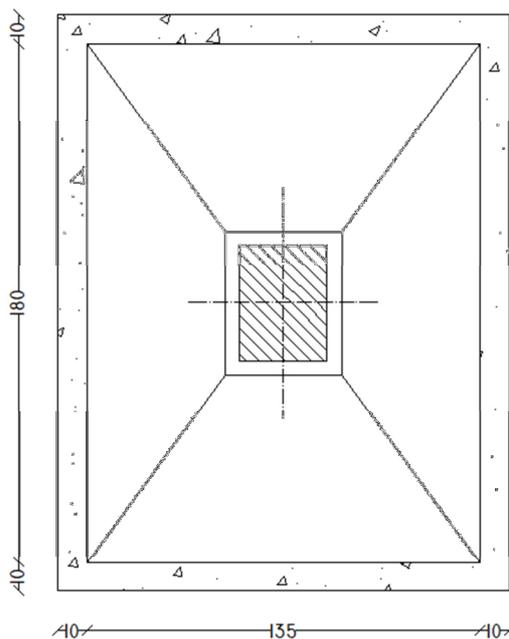
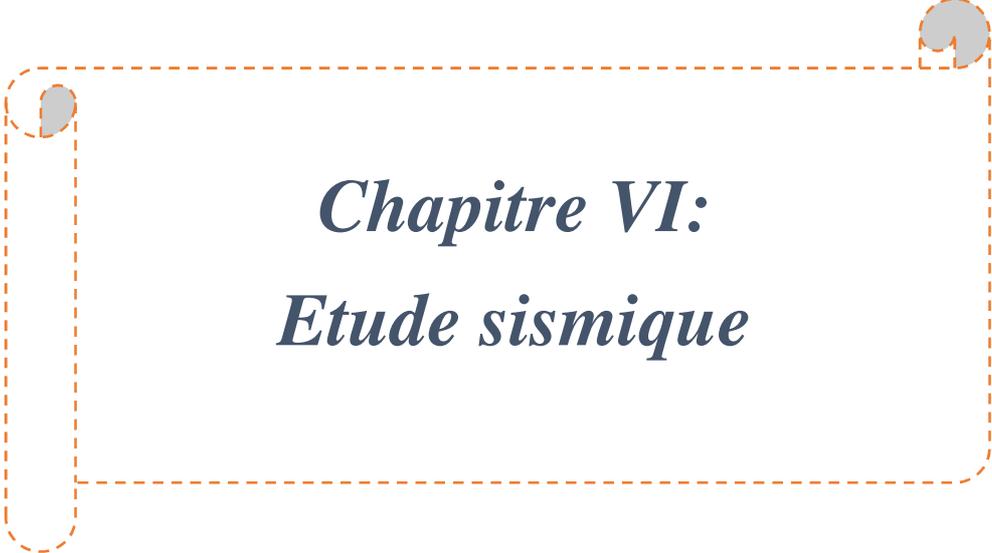


Figure V.6 : Dimensions de la semelle



Chapitre VI:
Etude sismique

CHAPITRE VI : Etude sismique

VI.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique ou une étude statique équivalente des constructions.

VI.2. Choix de la méthode de calcul

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

- ✚ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ✚ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes .
- ✚ Méthode statique équivalente.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle.

Dans notre cas, D'après le RPA 99 / version 2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique II a groupe d'usage 2

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes:

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale a 65m en zone I et II et a 30m en zone III.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant (autre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes:
 - Zone I : tous groupes.
 - Zone II : groupe d'usage 3.

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1.B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1.A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m..

- **Zone III:** groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1.B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Groupe d'usage 1.A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8 m.

Dans notre cas, les conditions étant vérifiées, le calcul peut se faire par la méthode statique équivalente.

Le bâtiment est régulier en plan et en élévation et la hauteur de la structure : $H = 10.2 \text{ m} < 65\text{m}$ en zone II

VI.3. Méthode de calcul du contreventement

Le système contreventement est constitué par un ensemble de poteaux-poutres formant des portiques étagés , dans les deux sens.

VI.4. Calcul de la force sismique total

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

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Détermination des coefficients A, D, Q, R :

A: coefficient d'accélération de zone donnée par le tableau 4-1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe 2 ; zone (IIa) donc $A = 0,15$

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

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

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site .

Comme on a un site Meuble (**tableau 3.2 page 23**) T_1 et T_2 donné par le **Tableau 4.7 page 45 (RPA 99)**

$$T_1 = 0,15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,50 \text{ s}$$

T : La valeur de la période fondamentale de la structure (**article 4.2.4 page 42 RPA 99**)

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_n = 10.20 \text{ m}$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 page 42 / RPA 99**.

$$C_T = 0,050$$

$$T = 0,050 \times (10.2)^{3/4} \rightarrow T = 0,281 \text{ s}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

Où : ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance du remplissage. **tableau 4.2 . page 35 .**

Remplissage dense en béton armé $\xi = 7\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} \geq 0,7$$

$$\eta = 0,882 \geq 0,7 \rightarrow \text{vérifiée}$$

par le **tableau 4.6 page 42** , $C_T = 0,050$

Donc: $T = 0,281 \text{ sec.}$

$$0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2,5\eta \rightarrow D = 2,5 \times 0,882$$

$$D = 2,205$$

Dans les cas n° 3 et 4 (tableau de C_T), on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}}$$

$$\rightarrow T_y = 0,09 \frac{10.2}{\sqrt{10.6}} = 0,281 \text{ s} \rightarrow 0 \leq T_y \leq T_2 \rightarrow D = 2,205$$

$$\rightarrow T_x = 0,09 \frac{10.2}{\sqrt{19.5}} = 0,207 \text{ s} \rightarrow 0 \leq T_x \leq T_2 \rightarrow D = 2,205$$

R : Coefficient de comportement global de la structure ; sa valeur unique est donnée par le **tableau 4.3 page 38 (RPA 99)**. **R = 5** (Dans notre structure on a un système Portique autostables sans remplissage en maçonnerie rigide)

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure Q est déterminé par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère « q » est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au **tableau 4.4 page 41** .

Les critères de qualité "q" à vérifier sont:

1. Conditions minimales sur les files de contreventement:

$$\text{Sens x : } \left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ travée} \geq 3 \\ \text{Rapport des portées } \frac{3,2}{3,2} = 1 \leq 1,5 \end{array} \right. \rightarrow P_q = 0$$

$$\text{Sens y : } \left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ travée} \geq 3 \\ \text{Rapport des portées } \frac{4,3}{1,7} = 2,53 \geq 1,5 \end{array} \right. \rightarrow P_q = 0,05$$

1. Redondance en plan:

$$\text{Sens x : } \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ files} \geq 4 \\ \text{Rapport des portées } \frac{4,3}{1,7} = 2,53 \geq 1,5 \end{array} \right. \rightarrow P_q = 0,05$$

$$\text{Sens y : } \left\{ \begin{array}{l} 7 \text{ files} \geq 4 \\ \text{Rapport des portées } \frac{3,2}{3,2} = 1 \leq 1,5 \end{array} \right. \rightarrow P_q = 0$$

2. Régularité en plan:

- La structure présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
- La structure a une forme compacte, et le rapport :
Longueur / Largeur = 19.5 / 10.6 = 1.84 < 4 → Condition vérifiée
- La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

$$\frac{l_x}{L_x} \leq 0,25 \rightarrow \frac{0}{19,5} = 0 \leq 0,25$$

$$\frac{l_y}{L_y} \leq 0,25 \rightarrow \frac{0}{10,6} = 0 \leq 0,25$$

- L'excentricité ne dépasse pas 15 % de la dimension de la structure mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée .

$$\begin{cases} X_{CDG} - X_{CT} < 15\% \\ Y_{CDG} - Y_{CT} < 15\% \end{cases} \rightarrow \text{Condition vérifier puisque : } \begin{cases} 9.56 - 7.99 = 1.57 < 2.92 \text{ m} \\ 5.23 - 5.18 = 0.05 < 1.59 \text{ m} \end{cases}$$

Les valeurs de X_{CDG} , X_{CT} , Y_{CDG} et Y_{CT} sont tirées des résultats du logiciel de calcul de structure utilisé (ROBOT)

Le bâtiment est régulier en plan $\rightarrow P_q = 0$

3. Régularité en élévation:

observés : $\rightarrow P_q = 0$

4. Contrôle de la qualité des matériaux:

Généralement non observé $\rightarrow P_q = 0,05$

5. Contrôle de la qualité d'exécution : $\rightarrow P_q = 0,1$

Calcul de Q:

$$\text{ens } (x-x) \rightarrow Q = 1 + (0 + 0,05 + 0 + 0 + 0,05 + 0,10) = 1,20$$

$$\text{Sens } (y-y) \rightarrow Q = 1 + (0,05 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,10) = 1,20$$

VI.5. Nombre de mode à considérer

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4) : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

VI.6. Modélisation

1. Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments «Poutre-Poteau ».
2. Chaque plancher a été modélisé par un diaphragme rigide. Ces planchers sont supposés indéformables dans leurs plans

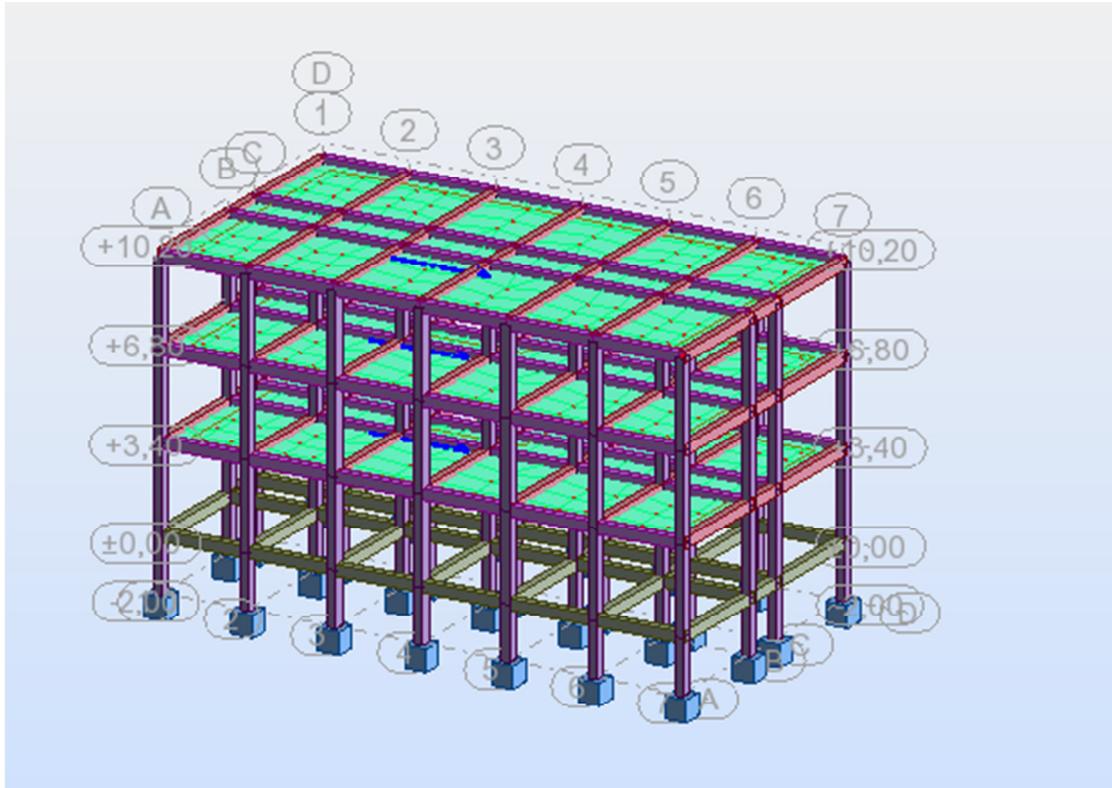


Figure VI.6.1 : Modèle numérique en 3D.

VI.7. Résultats

Tableau VI.1. Périodes et facteurs de participation modale

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [t]	Tot.mas.UY [t]	Tot.mas.UZ [t]
4/ 1	2,07	0,48	69,29	0,99	0,00	69,29	0,99	0,00	774,32	774,32	774,32
4/ 2	2,29	0,44	78,07	52,98	0,00	8,78	51,99	0,00	774,32	774,32	774,32
4/ 3	2,37	0,42	84,11	82,35	0,00	6,03	29,37	0,00	774,32	774,32	774,32
4/ 4	6,00	0,17	91,34	82,35	0,00	7,23	0,00	0,00	774,32	774,32	774,32
4/ 5	6,83	0,15	91,36	90,35	0,00	0,02	8,00	0,00	774,32	774,32	774,32
4/ 6	7,02	0,14	91,39	90,94	0,00	0,04	0,60	0,00	774,32	774,32	774,32
4/ 7	9,96	0,10	93,00	90,95	0,00	1,61	0,00	0,00	774,32	774,32	774,32
4/ 8	11,95	0,08	93,06	91,16	0,01	0,07	0,22	0,00	774,32	774,32	774,32
4/ 9	12,21	0,08	93,07	92,95	0,08	0,00	1,79	0,07	774,32	774,32	774,32
4/ 10	15,40	0,06	93,07	92,95	22,11	0,00	0,00	22,03	774,32	774,32	774,32

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art4.2.4.b)**: la valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser **30%** de celle estimée à partir des formules empiriques.

T=0,281 × 1,3=0,365 sec → T ≤ 0,48 sec la condition non vérifiée

Remarque :

Pour corriger la période on peut soit augmenter les dimensions des sections des poteaux et poutres soit introduire des voiles.

A. Poids total de la structure

Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3)** il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitations d'après le **tableau 4.5 de RPA 99 / version 2003**.

W = Poids total de la structure .

W est égal à la somme des poids W_i calculé a chaque niveau (i).

$W = \sum_{i=1}^n W_i$ avec $W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

- ✓ W_{Gi} : poids due aux charges permanentes et a celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.
- ✓ W_{Qi} : charge d'exploitation.
- ✓ β : coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **tableau 4.5 page 41** .

$\beta = 0,20$ (Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le Logiciel Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2010.

$$\sum W_i = 774,32 t$$

B. Application de la méthode d'analyse modale spectrale

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3)** L' action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

Spectre de réponse de calcul

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 s \end{cases}$$

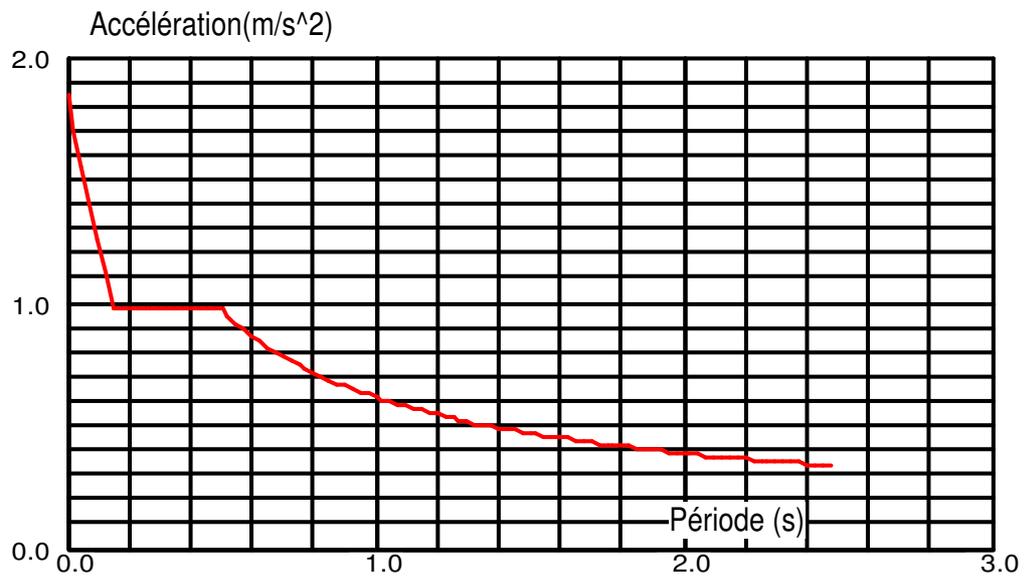


Figure VI.6.2 : Spectre de réponse.

1^{er} mode de déformation de la structure (translation selon l'axe X)

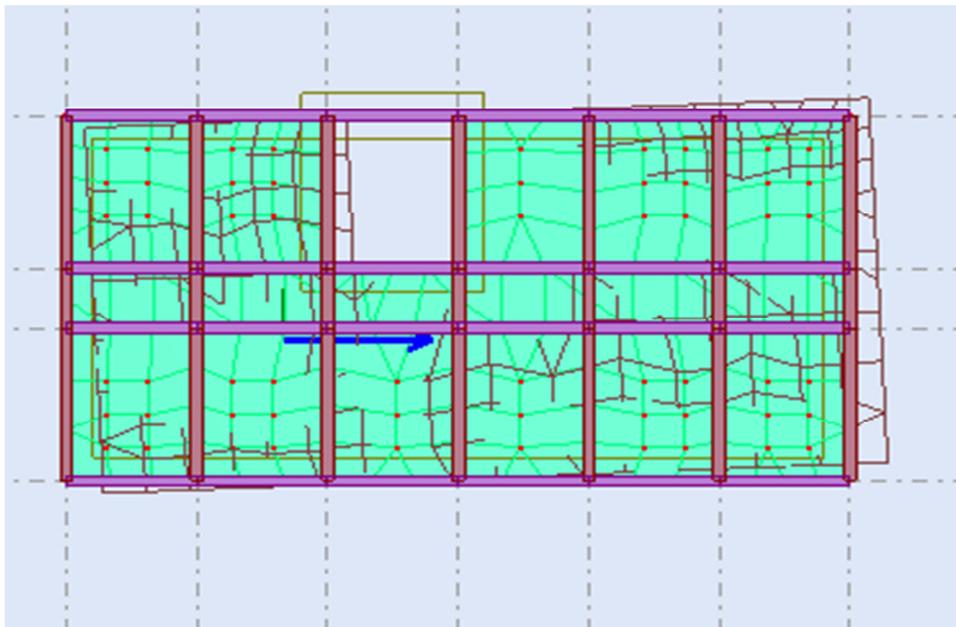


Figure IV.6.3 : 1^{er} mode de déformation de la structure (translation selon l'axe X)
vue: X-Y (résultats de **Robot 2010**).

2^{ème} mode de déformation de la structure (translation selon l'axe Y)

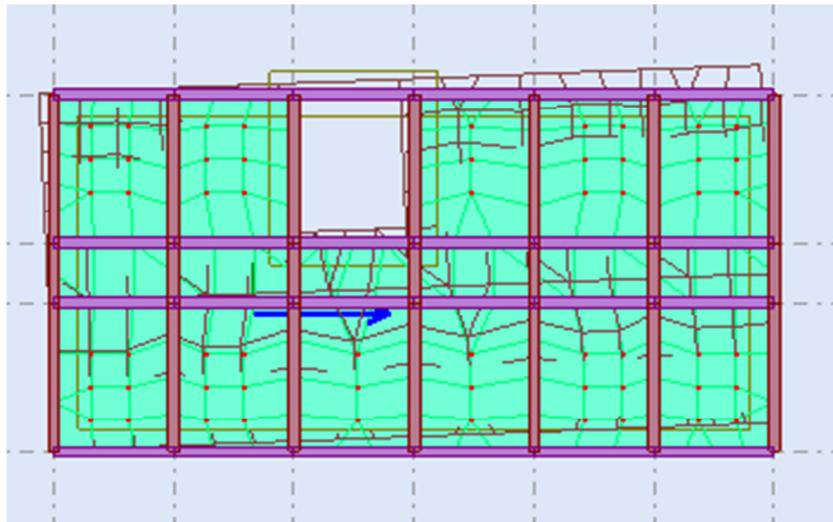


Figure VI.6.4 :2^{ème} mode de déformation de la structure (translation selon l'axe Y)

vue : X-Y(résultats de **Robot 2010**).

3^{ème} mode de déformation de la structure (rotation autour de l'axe Z)

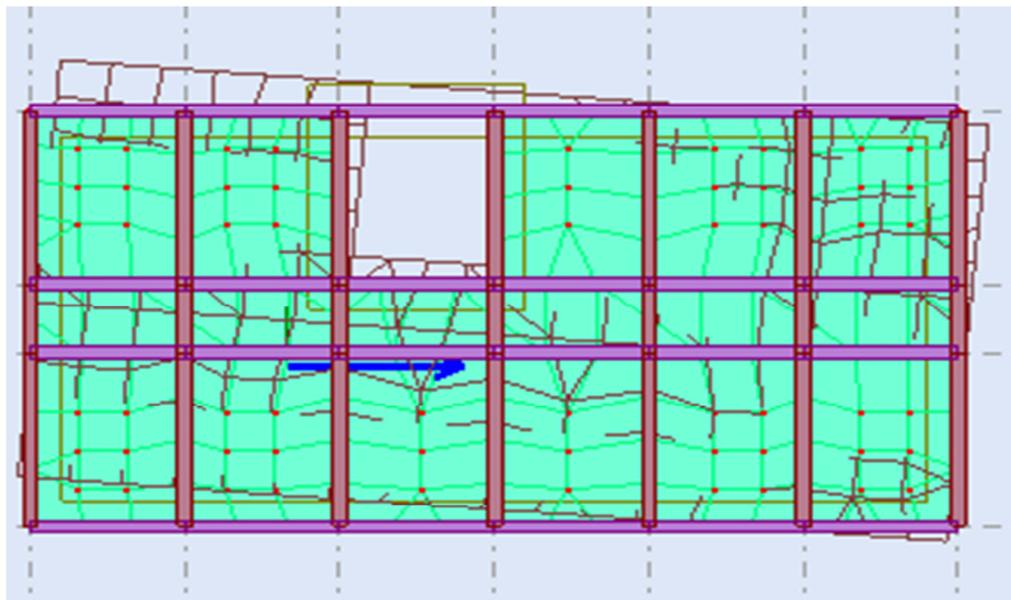


Figure VI.6.5 :3^{ème} mode de déformation de la structure (translation selon l'axe Z)

Vue : X-Y(résultats de **Robot 2010**).

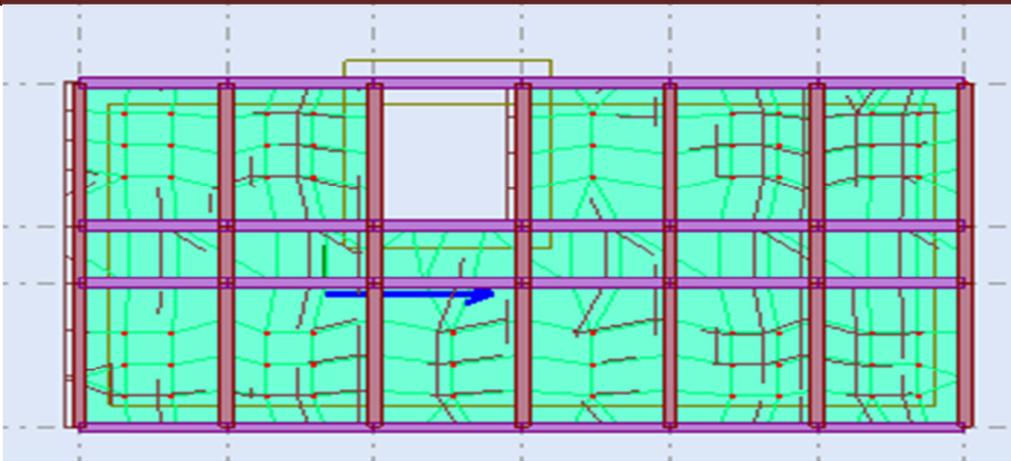


Figure VI.6.6 :4^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques
vue : X-Z (résultats de **Robot 2010**).

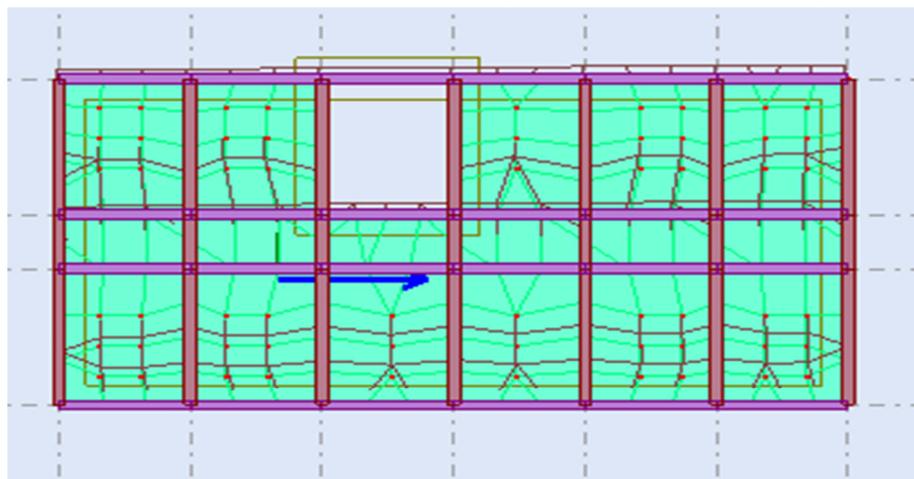


Figure VI.6.7 :5^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques
Vue : Y-Z (résultats de **Robot 2010**).

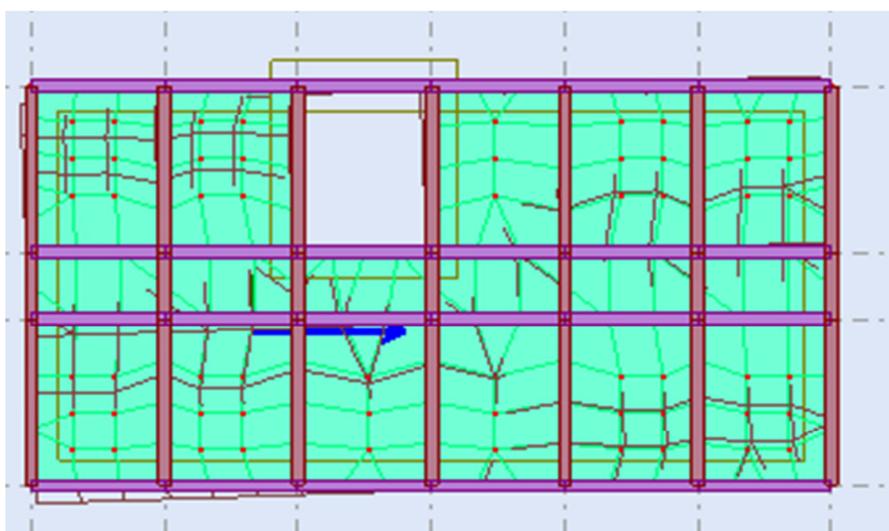


Figure VI.6.8 :6^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques
Vue : 3D (résultats de **Robot 2010**).

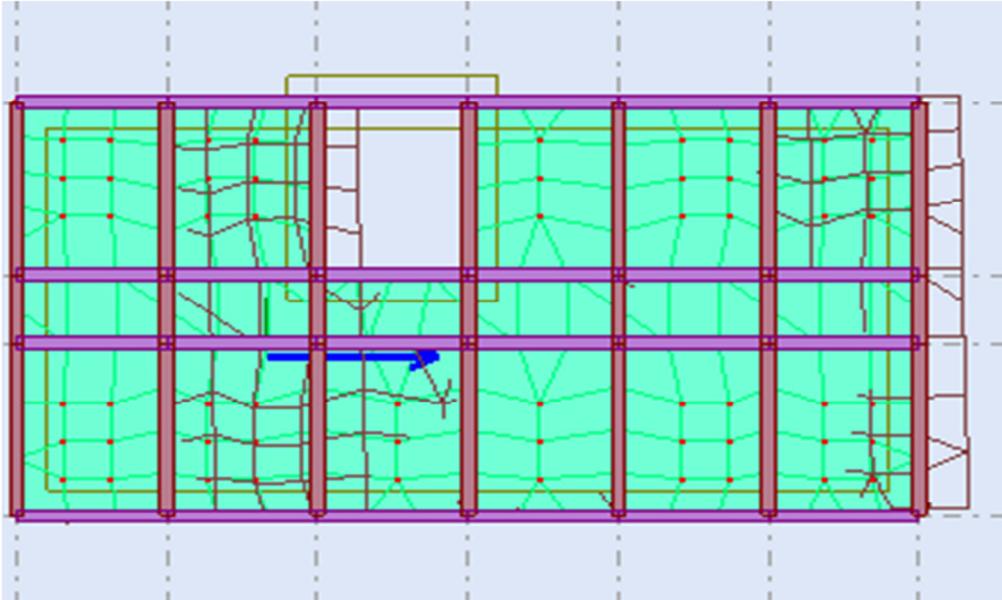


Figure VI.6.9 : 7^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D (résultats de **Robot 2010**).

VI.7. Calcul de la force sismique statique

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

$$V_{(x,y)} = \frac{0,15 \times 2,205 \times 1,2}{5} \times 774,32$$

$$V_{(x,y)} = 61,47 \text{ t}$$

A. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente

Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6)** :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

a. sens (x) :

$$\frac{F_x}{V_x} = \frac{69}{61,47} = 1,12 > 0,8 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

b. sens (y) :

$$\frac{F_y}{V_y} = \frac{52.4}{61.47} = 0.85 > 0.8 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

VI.8. Vérification des déplacements

✚ Justification vis-à-vis des déformations

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.10)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

Le déplacement total de chaque niveau :

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010** on peut avoir les déplacements dans chaque niveau dans différentes combinaisons.

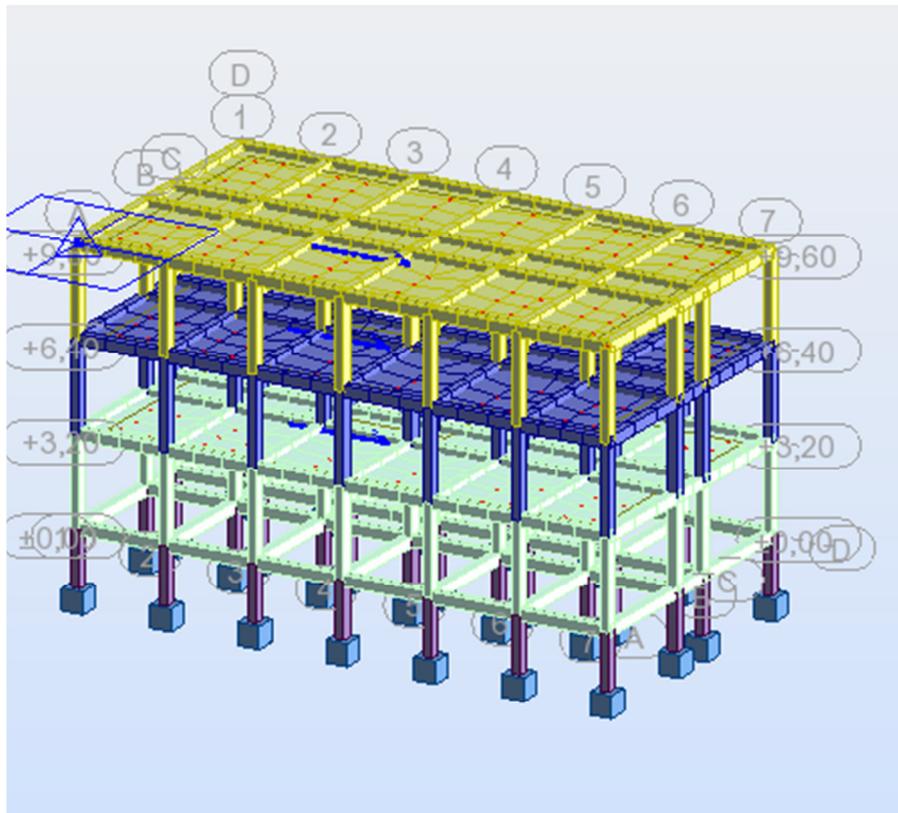


Tableau IV.2. Les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons Sismiques.

	MAX UX [cm]	Noeud	MAX UY [cm]	Noeud	dr UX [cm]	dr UY [cm]	MIN UX [cm]	Noeud	MIN UY [cm]	Noeud
Cas 1	PP									
Etage 1	0,001	42	0,0159	165	0,005	0,0221	-0,004	776	-0,0062	174
Etage 2	0,0003	85	0,0262	189	0,0039	0,0235	-0,0036	767	0,0026	198
Etage 3	0,0009	124	0,0237	127	0,005	0,0094	-0,0042	116	0,0143	113
Cas 2	G									
Etage 1	0,0008	42	0,0121	161	0,0039	0,0158	-0,0031	776	-0,0036	174
Etage 2	0,0006	85	0,0215	189	0,0039	0,0162	-0,0033	503	0,0053	198
Etage 3	0,001	124	0,023	127	0,0049	0,0096	-0,0039	116	0,0134	113
Cas 3	Q									
Etage 1	0,0006	42	0,0104	161	0,0028	0,0152	-0,0023	776	-0,0047	174
Etage 2	0,0006	476	0,017	189	0,0027	0,016	-0,0021	504	0,001	198
Etage 3	0,001	124	0,0151	127	0,0034	0,0062	-0,0024	116	0,0089	113
Cas 5	EX									
Etage 1	0,4996	315	0,2188	329	0,3922	0,2077	0,1074	44	0,0111	41
Etage 2	0,7992	498	0,3662	512	0,3261	0,3315	0,4732	192	0,0347	192
Etage 3	0,9868	683	0,4463	696	0,1497	0,3953	0,8371	124	0,051	733
Cas 6	EY									
Etage 1	0,0473	303	0,2762	324	0,0422	0,239	0,005	55	0,0373	55
Etage 2	0,0791	478	0,4626	513	0,049	0,22	0,0301	192	0,2426	188
Etage 3	0,0991	670	0,5824	696	0,0593	0,2124	0,0398	126	0,37	125
Cas 7	G+Q									
Etage 1	0,0024	42	0,0384	161	0,0118	0,053	-0,0094	776	-0,0145	174
Etage 2	0,0015	85	0,0647	189	0,0105	0,0558	-0,009	502	0,0089	198
Etage 3	0,0029	124	0,0618	127	0,0133	0,0252	-0,0105	116	0,0366	113
Cas 8	1.35G+1.5Q									
Etage 1	0,0033	42	0,0535	161	0,0163	0,0738	-0,0131	776	-0,0204	174

CHAPITRE VI : Etude Sismique

Etage 2	0,0021	85	0,0898	189	0,0145	0,0777	-0,0125	502	0,0122	198
Etage 3	0,004	124	0,0857	127	0,0185	0,0349	-0,0145	116	0,0508	113
Cas 9	G+Q+EX									
Etage 1	0,4956	322	0,2369	13	0,389	0,2305	0,1065	52	0,0065	163
Etage 2	0,7908	496	0,3989	513	0,3209	0,3447	0,4699	192	0,0542	202
Etage 3	0,977	678	0,4846	116	0,1375	0,3828	0,8395	113	0,1018	703
Cas 10	G+Q-EX									
Etage 1	-0,1079	31	0,0076	161	0,3961	0,2088	-0,504	316	-0,2013	14
Etage 2	-0,4764	192	0,0195	191	0,3315	0,3531	-0,8079	498	-0,3336	507
Etage 3	-0,8342	124	0,0008	753	0,1626	0,4104	-0,9968	686	-0,4096	113
Cas 11	G+Q+EY									
Etage 1	0,0464	13	0,2942	13	0,0412	0,2518	0,0052	55	0,0424	56
Etage 2	0,0806	477	0,4954	513	0,0539	0,2107	0,0267	188	0,2847	198
Etage 3	0,1019	124	0,6207	116	0,0673	0,1907	0,0346	115	0,43	124
Cas 12	G+Q-EY									
Etage 1	-0,0041	31	- 0,0316	53	0,0447	0,2272	-0,0488	5	-0,2588	14
Etage 2	-0,0333	192	- 0,1868	188	0,0473	0,2433	-0,0806	503	-0,4302	88
Etage 3	-0,0434	675	- 0,3083	127	0,0531	0,2374	-0,0965	113	-0,5457	113
Cas 13	G+Q+1.2EX									
Etage 1	0,5954	322	0,2807	13	0,4674	0,2713	0,128	48	0,0094	41
Etage 2	0,9506	496	0,4722	512	0,3861	0,4092	0,5645	192	0,0629	202
Etage 3	1,1743	679	0,5738	116	0,1673	0,4618	1,0069	113	0,112	703
Cas 14	G+Q-1.2EX									
Etage 1	-0,1297	31	0,0038	162	0,4742	0,2488	-0,6039	316	-0,245	324
Etage 2	-0,5711	192	0,0109	191	0,3967	0,4178	-0,9678	498	-0,4069	507
Etage 3	-1,0016	124	- 0,0094	753	0,1925	0,4895	-1,1941	684	-0,4989	113
Cas 15	G+Q+1.2EY									
Etage 1	0,0558	13	0,3494	13	0,0497	0,2995	0,0062	55	0,0499	56
Etage 2	0,0964	477	0,5879	513	0,0637	0,248	0,0327	188	0,3399	198

CHAPITRE VI : Etude Sismique

Etage 3	0,1217	124	0,7372	116	0,0792	0,2332	0,0425	115	0,504	124
Cas 16	G+Q-1.2EY									
Etage 1	-0,0051	31	- 0,0391	53	0,0531	0,2749	-0,0582	5	-0,314	324
Etage 2	-0,0394	192	- 0,2353	188	0,0556	0,2873	-0,0949	503	-0,5227	88
Etage 3	-0,0514	675	- 0,3823	127	0,0649	0,2799	-0,1163	666	-0,6622	113
Cas 17	0.8G+EX									
Etage 1	0,4969	321	0,2298	330	0,39	0,2211	0,1069	48	0,0087	41
Etage 2	0,794	497	0,3861	513	0,3229	0,3356	0,4711	192	0,0505	201
Etage 3	0,9807	681	0,4696	116	0,1423	0,3879	0,8384	113	0,0817	703
Cas 18	0.8G-EX									
Etage 1	-0,1079	44	- 0,0023	162	0,3944	0,2058	-0,5023	316	-0,2081	324
Etage 2	-0,4753	192	- 0,0038	192	0,3293	0,3426	-0,8046	498	-0,3464	507
Etage 3	-0,8355	124	- 0,0196	753	0,1573	0,4044	-0,9929	684	-0,424	113
Cas 19	0.8G+EY									
Etage 1	0,0466	13	0,287	330	0,0414	0,2466	0,0051	55	0,0404	56
Etage 2	0,0798	477	0,4826	513	0,0519	0,207	0,0279	188	0,2756	188
Etage 3	0,1006	124	0,6057	116	0,0641	0,1996	0,0365	115	0,4061	124
Cas 20	0.8G-EY									
Etage 1	-0,0045	31	- 0,0339	53	0,0437	0,2316	-0,0482	300	-0,2656	324
Etage 2	-0,0322	192	- 0,2097	188	0,0463	0,2333	-0,0785	480	-0,4429	88
Etage 3	-0,0422	675	- 0,3327	127	0,0555	0,2274	-0,0977	666	-0,5601	113



Chapitre VII:
Ferraillage des éléments
structuraux

Chapitre VII: Ferrailage des éléments structuraux

VII.1. Introduction :

Pour la détermination du ferrailage des deux éléments porteurs on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2010), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

- ✚ Les poutres seront ferrillées en flexion simple.
- ✚ Les poteaux seront ferrillés en flexion composée.

VII.2. Etude de ferrailage des poteaux

VII.2.1. Combinaisons spécifiques de calcul

Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » BAEL 91 révisée 99

- $1,35 \times G + 1,5 \times Q$ (ELU)
- $G + Q$ (ELS)

Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » RPA 99 / version 2003

- $G + Q \pm 1,2 \times E$(ACC)

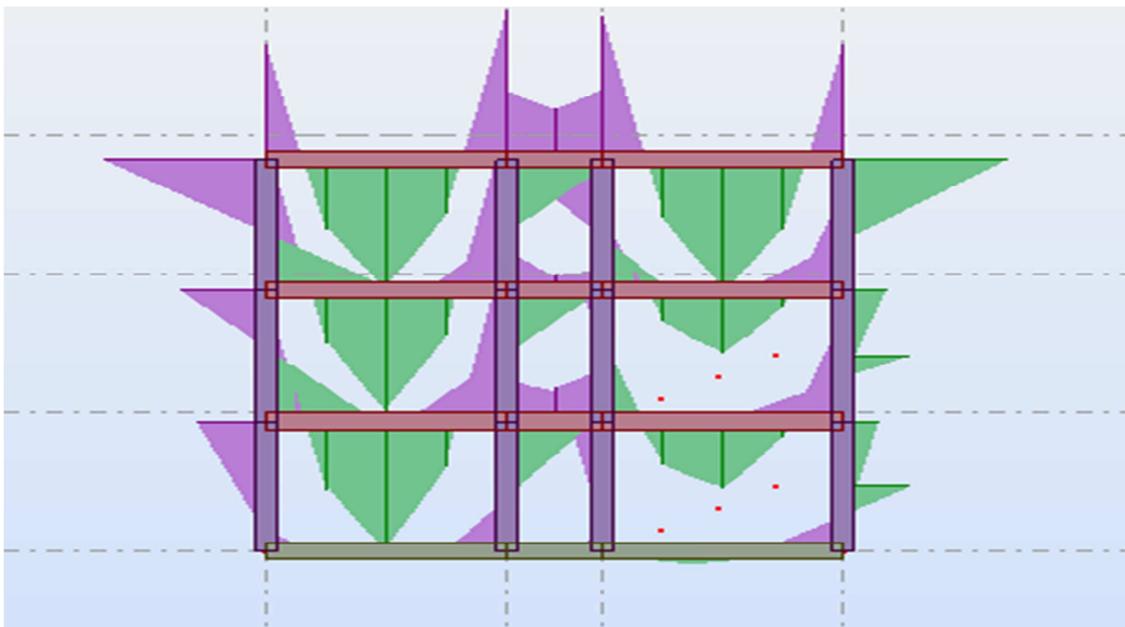


Figure VII.1: digramme des moments des poutres principales (combinaison ELU)

VII.2.2. Calcul du ferrailage longitudinal

D'après le RPA 99 / version 2003 (article 7.4.2)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
Leur pourcentage minimal sera de 0,8 % (zone II).

Leur pourcentage maximal sera de 3% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II)

La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).

Le ferrailage sera calculer l'aide de Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010 et on compare avec le minimum du RPA 99 / version 2003(A_{min}).

Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art A.8.1,21) :

$$A_u(\min) = \max (0,2\%B ; 4\%P)$$

$$A_u(\max) = 5\%B$$

Avec : B : section de béton ; P : périmètre de la section en mètre

Tableau VII.2.1. : $A_u(\min)$ et $A_u(\max)$ Selon le BAEL 91 de chaque section du poteau

Section du poteau	B (cm)	P(cm)	$A_u(\min) = \max (0,2\%B ; 4\%P)$	$A_u(\max) = 5\%B$
Poteau (30×40)	1200	140	5,6 cm ²	60 cm ²

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

$$A_u(\min) = 0,8\%B$$

$$A_u(\max) = 4\%B \text{ en zone courant.}$$

$$A_u(\max) = 6\%B \text{ en zone de recouvrement.}$$

Tableau VII.2.2. : $A_u(\min)$ et $A_u(\max)$ Selon le RPA 99 de chaque section du poteau

Section du poteau	B (cm)	$A_u(\min) = 0,8\%B$	$A_u(\max) = 4\%B$	$A_u(\max) = 6\%B$
Poteau (30×40)	1200	9,60 cm ²	48 cm ²	72 cm ²

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :

- ✓ 25 cm en zone II
- ✓ $\varnothing_{\min} = 12\text{mm}$

$$A_u (\min) = \max (0,2\%B ; 4\%P ; 0,8\%B)$$

Tableau VII.2.3. : A_u (min) de chaque section du poteau

Section du poteau	A_u (min) = max (0,2%B ; 4%P ; 0,8%B)
Poteau (30×40)	9,60

VII.2.3. Calcul des armatures transversales

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e}$$

v_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2,5$ Si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3,75$ Si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$.

$f_e = 400$ Mpa.

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right) \dots\dots\dots \text{BAEL 91 révisée 99.}$$

Avec Φ_1 : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

$t \leq \text{Min} (10\Phi_1 ; 15 \text{ cm})$ en zone nodal (zone II).....RPA99 / version 2003

$t \leq 15\Phi_1$ en zone courante.....RPA 99 / version 2003

Avec : Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\varnothing_t$ minimum (voir Figure).

Armatures transversales

✚ Selon le **BAEL 91 révisée 99** :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right) = \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,4\right) \quad \Phi_t \leq 1.14\text{cm}$$

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

✚ Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)** :

$$t \leq \text{Min} (10\Phi_1 ; 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal} \qquad t \leq \text{Min} (10 \times 1,4 ; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm}$$

$$t \leq 15\Phi_1 \text{ en zone courante} \qquad t \leq 15 \times 1,4 = 21\text{cm}$$

On adopte un espacement pour ce poteau de : $t = 10 \text{ cm}$ dans la zone nodale.

$t' = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante.

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ minimum.

$10\Phi_t = 10 \times 0,8 = 8 \text{ cm}$; alors on adopte longueur de 8 cm .

➤ **Longueur de recouvrement**

La largeur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 est de :

40Φ en zone II.

$$\Phi = 14 \text{ mm} \quad L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm} ; \text{ alors on adopte : } L_r = 60\text{cm.}$$

➤ **Longueur de la zone nodale**

$$h' = \text{Max} \left(\frac{he}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right) \text{ cm} \dots\dots\dots \text{RPA 99 / version 2003}$$

$$h' = \text{Max} \left(\frac{he}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right) = \text{max} (340/6 ; 30 ; 40 ; 60\text{cm}) \rightarrow h' = 60 \text{ cm}$$

VII.2.4. Méthode de calcul du ferrailage longitudinal

Dans le calcul du ferrailage, on compare les sections du ferrailage obtenu par flexion composée à partir des sollicitations suivantes :

- ✓ Le moment de flexion maximal M_y et l'effort normal correspondant d'une part ;
- ✓ L'effort normal minimal N et le moment de flexion correspondant.

Pour les poteaux qui restent on va calculer avec logiciel de calcul des sections de ferrailage des éléments en béton expert 2010 dans les combinaisons suivantes :

Tableau VII.2.4. Résultats des efforts correspondant

Section (cm ²)	Combinaisons charge	Enrobage (cm)	N (KN)	M _y max (KN .m)
Pot (30×40)	ELU	3	540	40
	ELS	3	390	29
	ACC	3	544,3	55

Calcul de Section en Flexion Composée

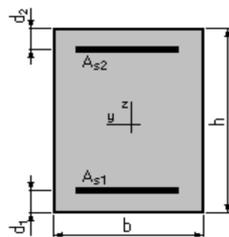
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_{eE} = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30,0$ (cm)

$h = 40,0$ (cm)

$d_1 = 3,0$ (cm)

$d_2 = 3,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELA	544,00	55,00
2.	ELS	390,00	29,00
3.	ELU	540,00	40,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{S1} = 2,8 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{S2} = 2,8 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{S \text{ min}} = 5,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{S \text{ max}} = 60,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,47 \text{ (\%)}\text{}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,47 \text{ (\%)}\text{}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}\text{}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELA $N = 544,00 \text{ (kN)}$ $M = 55,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	2,48	Pivot:	B
Position de l'axe neutre:	$y = 29,1 \text{ (cm)}$		
Bras de levier:	$Z = 25,4 \text{ (cm)}$		
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 0,96 \text{ (\%)}\text{}$		
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}\text{}$		
Contrainte de l'acier:			
tendue:	$\sigma_s = 191,6 \text{ (MPa)}$	comprimée:	$\sigma_s' = 400,0 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2: Type ELS $N = 390,00 \text{ (kN)}$ $M = 29,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	2,42		
Position de l'axe neutre:	$y = 39,3 \text{ (cm)}$		
Bras de levier:	$Z = 23,9 \text{ (cm)}$		
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 6,2 \text{ (MPa)}$		
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$		
Contrainte de l'acier: comprimée:	$\sigma_s' = 85,7 \text{ (MPa)}$		
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 201,6 \text{ (MPa)}$		

Cas N° 3: Type ELUN $N = 540,00 \text{ (kN)}$ $M = 40,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	2,31	Pivot:	B
Position de l'axe neutre:	$y = 34,3 \text{ (cm)}$		
Bras de levier:	$Z = 23,3 \text{ (cm)}$		
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 0,28 \text{ (\%)}\text{}$		
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}\text{}$		
Contrainte de l'acier:			
tendue: $\sigma_s = 55,0 \text{ (MPa)}$		comprimée:	$\sigma_s' = 347,8 \text{ (MPa)}$

Tableau VII.2.7. Résultats du ferrailage de poteaux

Section (cm ²)	A _{min} _{RPA} (cm ²)	A _{calculé} (cm ²)	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal		
			Section (cm ²)	choix	t (cm)	t' (cm)	At
30×40	9,60	2.8	10,69	4HA12 + 4HA14	10	15	Ø8

COUPE SUR POTEAUX (30X40)
ECH.: 1/20

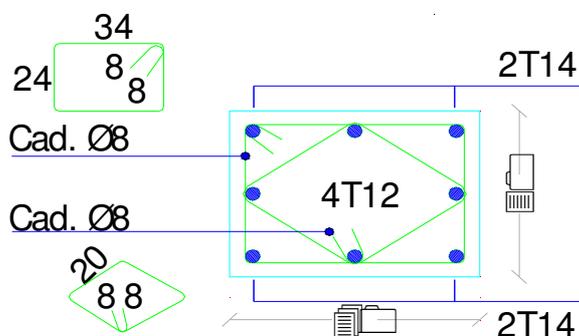


Figure VII.2.2. : Coupe de ferrailage des poteaux (30×40) cm²

VII.3. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les combinaisons d'action sont les suivantes :

La combinaison fondamentale BAEL 91 révisée 99 :

- ✓ 1,35G + 1,50Q.....(ELU)
- ✓ G + Q(ELS)

Les combinaisons accidentelles RPA 99 / version 2003 :

Pour les poutres dans le sens X

- G + Q ± Ex
- 0,8G ± Ex

Pour les poutres dans le sens Y

- $G + Q \pm E_y$
- $0,8G \pm E_y$

VII.3.1. Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40ϕ en zone II

VII.3.2. Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot s_t \cdot b$$

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

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires: minimum de $(h/4, 12\phi)$

En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé,

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Détermination de l'armature transversale

- ✓ Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.
- ✓ Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Espacement $S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm})$.

Section minimale A_t des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_t}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPA} \quad \text{Soit pratiquement } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_t}{0,4 \cdot b_0}$$

- ✓ Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min (h/35, b_0/10)$ d'après le **BAEL A7.2.2.**

h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : largeur de l'âme.

Condition d'après le **BAEL**

Ferrailage minimal : (Condition de non Fragilité)

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 * b_0 * d f_{t28}}{f_e}$$

A. Etude des poutres Principales :

Tableau VII.3.1 : calcul des armatures longitudinales

Section (cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	<i>Mut_{max}</i> (KN.m)	<i>Mua_{max}</i> (KN.m)	<i>Mst_{max}</i> (KN.m)	<i>Msa_{max}</i> (KN.m)	<i>Mt_{max}</i> (KN.m)	<i>Ma_{max}</i> (KN.m)
PP(30×40)	41.6	57.2	30	41.1	28.5	70.5

➤ Calcul des armatures transversales

Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min (1,14 \text{ cm} ; 1,40\text{cm} ; 3\text{cm}).$$

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

➤ Calcul d'espacement des cadres

D'après le RPA99 / version 2003 (art 7.4.2.2) on a :

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min (10 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm} ; 3\text{cm}) \quad \text{on prend } S_t = 10 \text{ cm} .$$

$$\text{Zone courante } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \quad \text{on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant longueur droite de $10 \phi_t$ minimum.

$10 \phi_t = 10 \times 0,8 = 8 \text{ cm}$; alors on adopte la longueur de 8 cm.

Longueur de la zone nodale : $h' = 2 \times h = 80 \text{ cm} \rightarrow h' = 80 \text{ cm}$

Remarque : le reste ferrailage des poutres principales sont calculées à partir de logiciel Auto desk ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2010

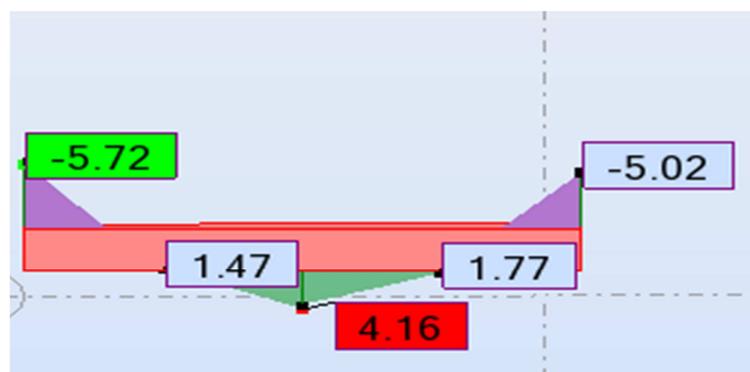


Figure VII.3.1. Diagramme des moments des poutres principales (Combinaison ELU)

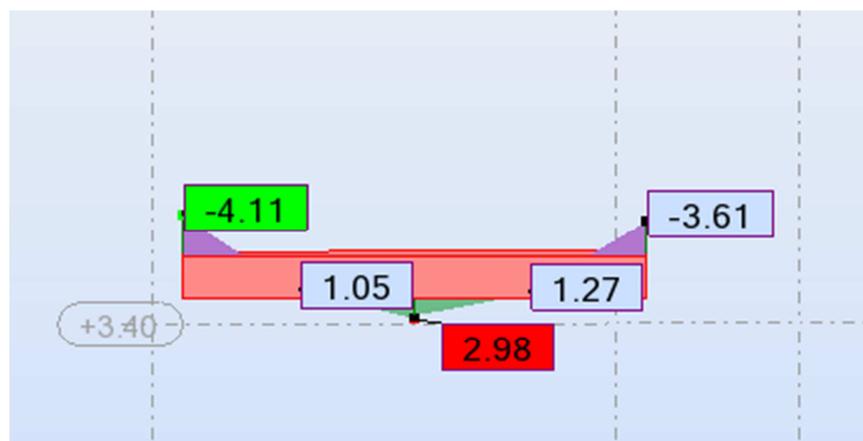


Figure VII.3.2. Diagramme des moments des poutres principales (Combinaison ELS)

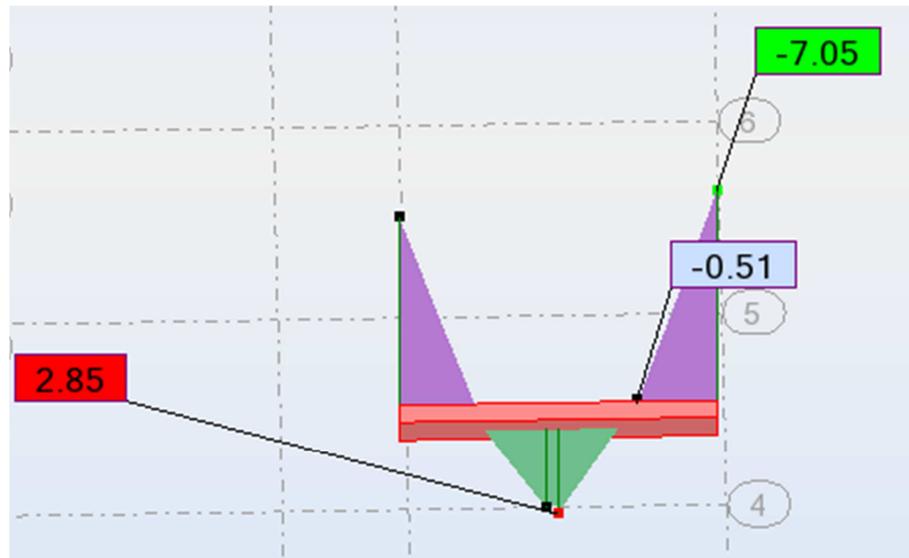


Figure VII.3.3. Diagramme des moments des poutres principales (Combinaison ACC)

Remarque : les combinaisons ACC pour les poutres principales (sens Y)

$$G + Q \pm E_y$$

$$0,8 G \pm E_y$$

Calcul de Section en Flexion Simple en travée

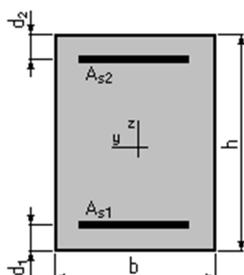
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 40,0$ (cm)
 $d_1 = 3,0$ (cm)
 $d_2 = 3,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	41,60	0,00
Etat Limite de Service	30,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	28,50	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 4,5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 1,3$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,40$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 41,60$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,31 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 4,6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 35,2$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,40$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 30,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 10,8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 33,4$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,5$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 201,6$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 201,6$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 28,50$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,21 Pivot:A
 Position de l'axe neutre: $y = 4,0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 35,4$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,22$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple en appuis

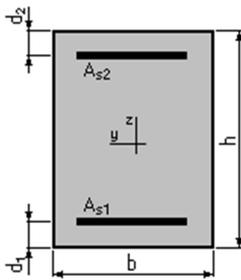
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 30,0$ (cm)

$h = 40,0$ (cm)

$d_1 = 3,0$ (cm)

$d_2 = 3,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	57,20	0,00
Etat Limite de Service	41,10	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	70,50	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 6,2$ (cm²)

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

Section minimum $A_{s\ min} = 1,3$ (cm²)

théorique $\rho = 0,56$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,11$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 57,20$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,30 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 6,3$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 34,5$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,07$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 41,10$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 12,4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 32,9$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,7$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 201,6$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\lim} = 201,6$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 70,50$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,22 Pivot:A
 Position de l'axe neutre: $y = 5,6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 34,8$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,78$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)

Les résultats de calcul de ferrailage des poutres principales résumés sur le tableau suivant :

Tableau VII.3.2 : Ferrailage des poutres principales

Section	Travée		Appui		Choix des armatures	
	A_{cal}	A_{choisi}	A_{cal}	A_{choisi}	Travée	Appuis
PP (30× 40)	4.5	9,24	6.2	12,63	3HA14+3HA14	2HA12+6HA14

COUPE SUR APPUIS 30X40
ECH.: 1/20

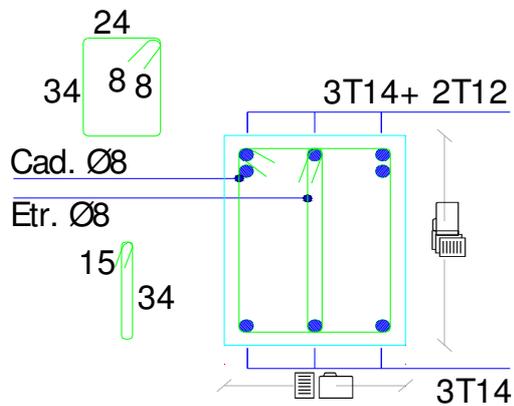


Figure VII.3.10. : Ferrailage en appuis des PP

COUPE SUR TRAVEE 30x40
ECH.: 1/20

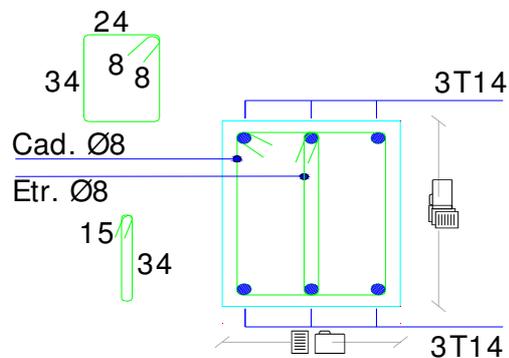


Figure VII.3.11. : Ferrailage en travée des PP

B. Etude des Poutres Secondaires :

Tableau VII.3.3 : calcul des armatures longitudinales

Section (cm^2)	ELU		ELS		ACC	
	$M_{ut_{max}}$ ($KN.m$)	$M_{ua_{max}}$ ($KN.m$)	$M_{st_{max}}$ ($KN.m$)	$M_{sa_{max}}$ ($KN.m$)	$M_{t_{max}}$ ($KN.m$)	$M_{a_{max}}$ ($KN.m$)
PS(30×40)	20	29,1	15	21	23,6	59,2

Remarque : le reste ferrailage des poutres secondaires sont calculées à partir de logiciel Auto desk ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2010

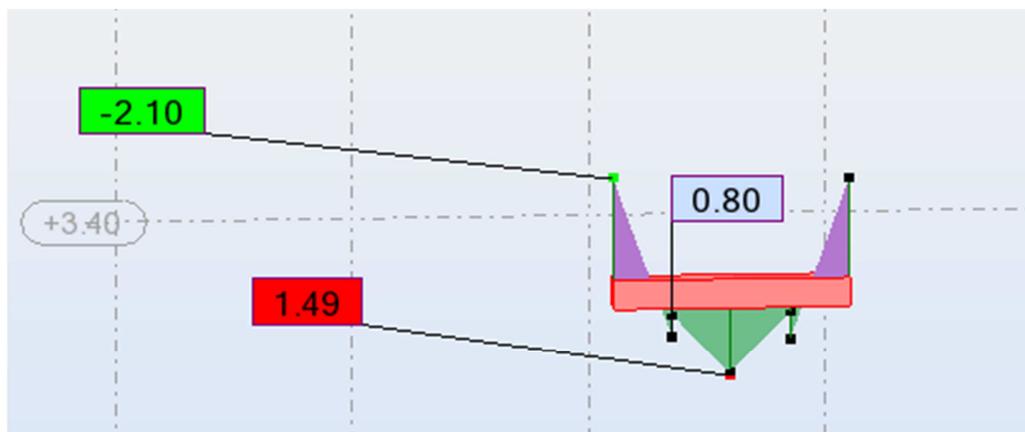


Figure VII.3.15. Diagramme des moments des poutres secondaires (Combinaison ELS)

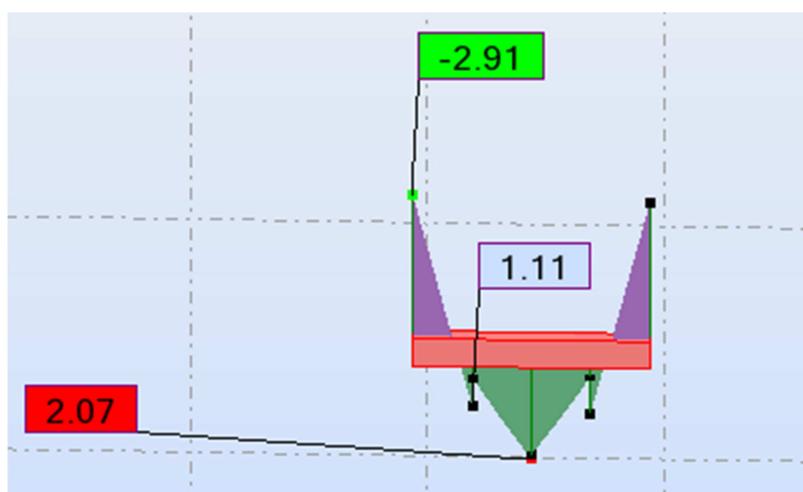


Figure VII.3.14. Diagramme des moments des poutres secondaires (Combinaison ELU)

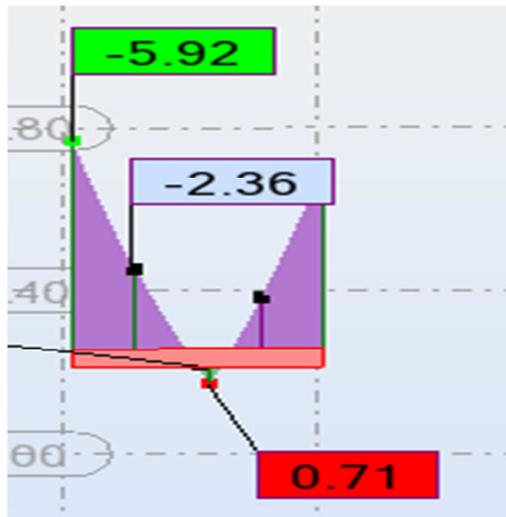


Figure VII.3.16. Diagramme des moments des poutres secondaires (Combinaison ACC)

Remarque : les combinaisons ACC pour les poutres principales (sens X)

$$G + Q \pm E_x$$

$$0,8 G \pm E_x$$

Calcul de Section en Flexion Simple en travée

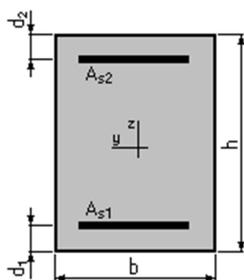
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 40,0$ (cm)
 $d_1 = 3,0$ (cm)
 $d_2 = 3,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	20,00	0,00
Etat Limite de Service	15,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	23,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 2,2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 1,3$ (cm ²)		
	$\rho = 0,20$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 20,00$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 2,2$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 36,1$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,64$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 15,00$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 7,9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 34,4$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,8$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 22,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 201,6$ (MPa)

Cas ELA $M_{max} = 23,00$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot:A
 Position de l'axe neutre: $y = 2,0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 36,2$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,56$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple en appuis

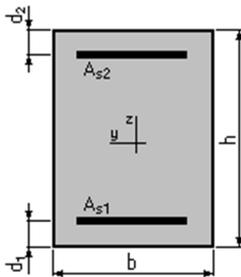
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 30,0$ (cm)

$h = 40,0$ (cm)

$d_1 = 3,0$ (cm)

$d_2 = 3,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	29,10	0,00
Etat Limite de Service	21,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	59,20	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 4,2$ (cm²)

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

Section minimum théorique $A_{s_{min}} = 1,3$ (cm²)

$\rho = 0,38$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,11$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 29,10$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,76 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 4,3$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 35,3$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,30$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 21,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,34
 Position de l'axe neutre: $y = 10,5$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 33,5$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,0$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 150,4$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 201,6$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 59,20$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot:A
 Position de l'axe neutre: $y = 3,8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 35,5$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,13$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)

Les résultats de calcul de ferrailage des poutres secondaires résumés sur le tableau suivant

Tableau V.3.4 : Ferrailage des poutres secondaires

Section	Travée		Appui		Choix des armatures	
	A_{cal}	A_{choisi}	A_{cal}	A_{choisi}	Travée	Appuis
PS (30× 40)	2,2	6,79	4,2	9,87	6HA12	6HA12+2HA14

COUPE SUR APPUIS 30X40

ECH.: 1/20

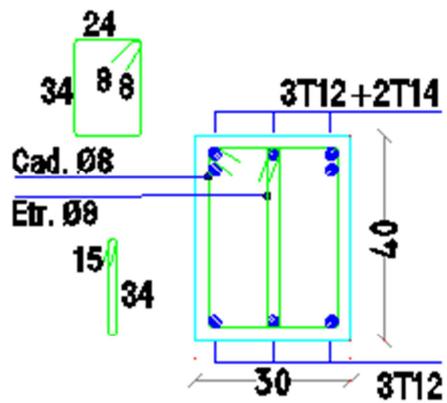


Figure VI.3.23. : Ferrailage en appuis des PS

COUPE SUR TRAVÉE 30x40

ECH.: 1/20

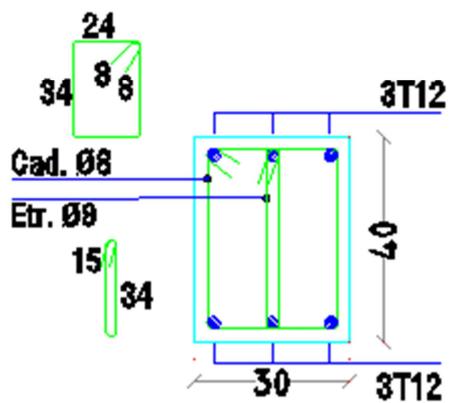


Figure VI.3.24. : Ferrailage en travée des PS

VII.4. Etude des fondations

VII.4.1. Ferrailage de la semelle

Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes des bielles et des consoles

1. Méthode de bielles :

Cette méthode de calcul s'applique si la semelle n'est pas soumise à des moments de flexion à condition que la semelle soit assez rigide ou $H = \frac{A-a}{4}$

2. Méthode des consoles :

Elle est appliquée si la semelle est soumise à la flexion.

Calcul des semelles :

- Semelle intermédiaire.

Nous proposons pour notre structure des fondations de types :

semelle isolée sous le poteau le plus sollicité

Semelle intermédiaire :

Nous avons une semelle isolée sous poteau avec un effort centré et un moment

Le calcul sera en flexion composée.

On a : Semelle intermédiaire :

Nous avons une semelle isolée sous poteau avec un effort centré et un moment

Le calcul sera en flexion composée.

On a :

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

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$$

$$N_{ser} = 390 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 28 \text{ KN.m}$$

$$A \text{ semelle} = 135 \text{ cm}$$

$$B \text{ semelle} = 180 \text{ cm}$$

Condition de rigidité :

$$da \geq \frac{B-b}{4} \rightarrow da \geq \frac{180-40}{4} = 35 \text{ cm}$$

$$d_b = da + 1 = 35 + 1 = 36 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{28}{390} = 0.07 \leq \frac{B}{6} = \frac{1.8}{6} = 0.3$$

On admet que la contrainte située aux trois quarts de la semelle du côté de σ

qui doit être inférieur à la contrainte admissible :

$$\sigma_{\text{Max}} = \left(1 + 6 \frac{e_0}{B}\right) \times \frac{N_{ser}}{AB}$$

$$\sigma_{\min} = \left(1 + \frac{e_0}{B}\right) \times \frac{N_{ser}}{AB}$$

$$\sigma_{\frac{3}{4}} = (3\sigma_M + \sigma_m) / 4 = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \times \frac{N_{ser}}{AB}$$

$$\left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \times \frac{N_{ser}}{AB} \leq \sigma_{sol}$$

$$\left(1 + \frac{3 \times 0.07}{1.8}\right) \times \frac{39 \times 10^{-2}}{1.8 \times 1.35} = 0.18 \leq \sigma_{sol}$$

0.18 < σ_{sol} = 0.2MpaVérifiée

Calculs les armatures :

$$e_0 < \frac{B}{6} \quad 0.07 < 0.3 \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$e_0 < \frac{B}{24} \quad 0.07 < 0.075 \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

On utilise dans ce cas la méthode de bielles, en considérant que tout se passe comme si la semelle recevait une contrainte uniforme égale a $\sigma_{\frac{3}{4}}$

Dans la direction de A :

On remplace la charge réelle ultime N_U par une charge fictive N'_U

$$N'_U = N_U \times \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right)$$

$$N'_U = 54 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.07}{1.8}\right)$$

$$N'_U = 60t$$

$$A_a = \frac{N'_u(A-a)}{8da.\sigma_{st}} = \frac{60 \times 10^3(135-30)}{8 \times 35 \times 3480}$$

$$A_a = 6.5 \text{cm}^2$$

Calcul des nombre de barres :

Soit : $N_b = \frac{A_{calculé}}{A_{barre}}$

$$\emptyset_{10} = 0.79 \text{cm}^2 \quad N_b = \frac{6.5}{0.79} = 8.23$$

$N_b = 9$ barre de \emptyset_{10}
 On adopte 9HA10 Soit $A = 7.07 \text{cm}^2$

Espacement :

$$St = (B - 10) / (N_b - 1) = (180 - 10) / (9 - 1) = 21.25 \text{ cm}$$

On adopte un espacement $St = 20\text{cm}$

Dans la direction de B :

$$A_b = \frac{N_u(B-b)}{8db \cdot \sigma_{st}} = \frac{60 \times 10^3 (180-40)}{8 \times 36 \times 3480}$$

$$A_b = 8.4 \text{cm}^2$$

Calcul des nombre de barres :

Soit : $N_b = \frac{A_{calculé}}{A_{barre}}$

$$\varnothing_{10} = 0.79 \text{cm}^2 \quad N_b = \frac{8.4}{0.79} = 10.63$$

$N_b = 11$ barre de \varnothing_{10}

On adopte 11HA10 Soit $A = 8.64 \text{cm}^2$

Espacement :

$$St = (A - 10) / (N_b - 1) = (135 - 10) / (11 - 1) = 12.5 \text{ cm}$$

On adopte un espacement $St = 10\text{cm}$

Vérification :

Longueur des barres :

Pour la longueur des barres et leurs mode d'encrage. On calcul la longueur de semelle.

$$L_s = \frac{\varnothing}{4} \times \frac{F_e}{\tau_s} \quad \tau_s = 0.6 \psi_s^2 \cdot Ft_{28}$$

$\psi_s = 1.5$ (Acier en HA)

Donc : $\tau_s = 0.6(1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$

$$L_s = \frac{1.4}{4} \times \frac{400}{2.835} = 49.38 \text{cm}$$

$$\frac{B}{8} = \frac{1.80}{8} = 0.225 \text{m} \quad ; \quad \frac{B}{4} = \frac{1.80}{8} = 0.45 \text{m}$$

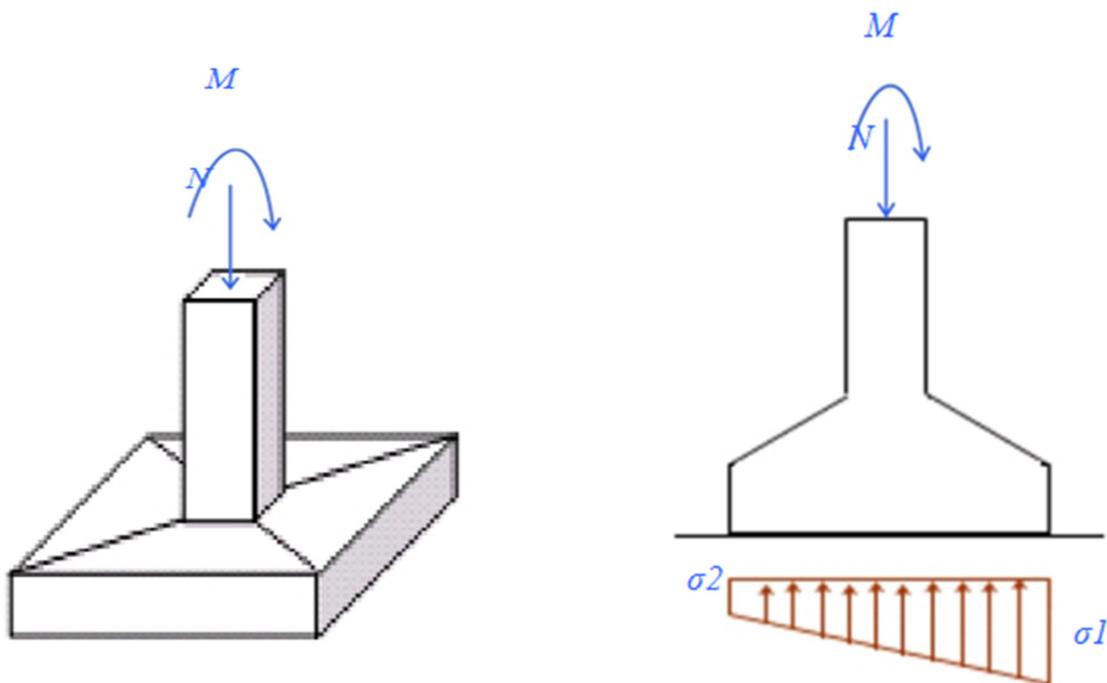
$$D' \text{ ou } : \frac{B}{8} < L_s < \frac{B}{4}$$

Toute les barres doivent être prolongée jusqu'aux extrémités de la semelle.

Mais peuvent ne pas comporter de crochets.

Coffrage :

La semelle reposera sur le sol à travers une couche mince de béton appelé béton de propriété dans l'épaisseur supérieur ou égale à 10cm , le dosage est de 250kg/m³ de ciment, leur rôle est de protéger la semelle contre l'agressivité du sol .



Semelle isolé

distribution des contraintes sous la semelle isolé

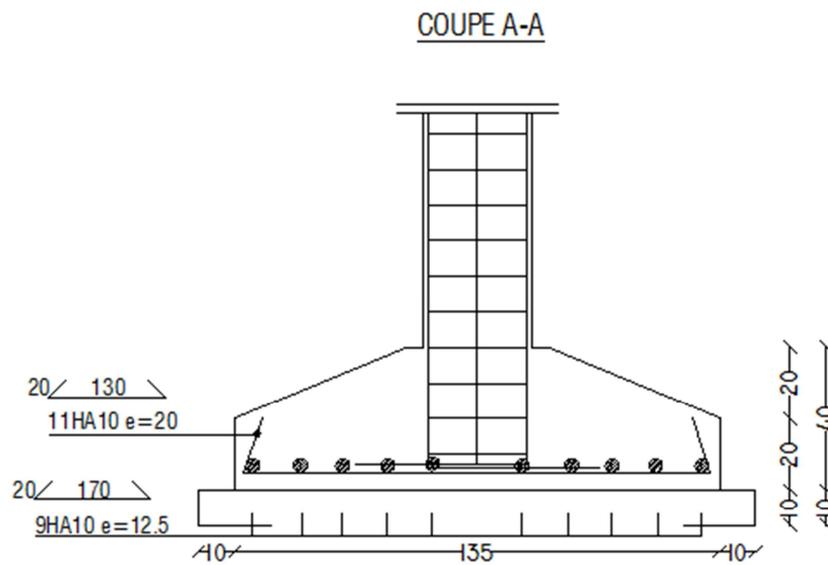


Figure VII.4.1 : Schéma de ferrailage de la semelle

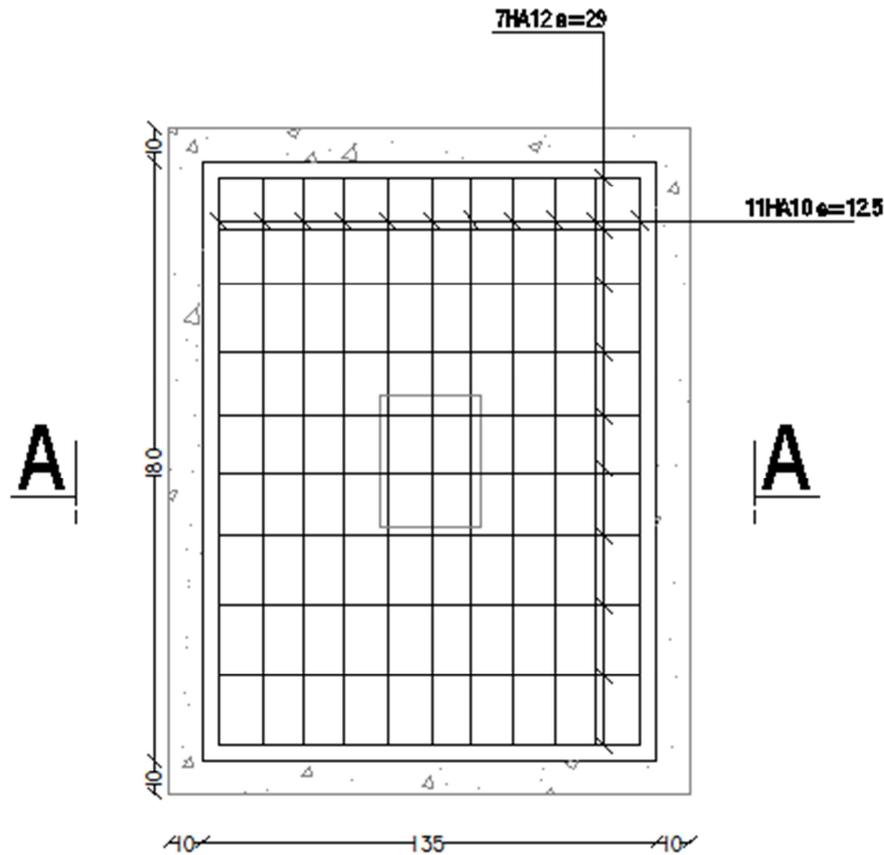


Figure VII.4.2 : Ferrailage de la semelle isolée

VII.4.2. Les longrines :

Les longrines auront les dimensions (30*40) cm²,
 les longrines doivent être calculées pour résister aux efforts normaux
 égal à :

$$N_{\max} / \alpha \geq 20 \text{KN}$$

Avec :

$\alpha = 12$ (car le sol est meuble) RPA 99 version 2003 page 94

N_{\max} L'effort normal maximal du poteau sur la longrine.

▪ **Ferrailage :**

$$N_{\max} = 540 \text{ KN}$$

$$N = N_{\max} / 12 = 45 \text{ KN}$$

Armatures longitudinales :

$$A_u \geq \frac{N_u}{\sigma_{SU}} = \frac{N_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{45}{\frac{400}{1.15}} = 1.16 \text{ cm}^2$$

$$A_u \geq 1.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{B_{ft28}}{f_e} = \frac{30 \times 40 \times 2.1}{400} = 6.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}(\text{RPA}) = 0.6\% \text{ b} \times \text{h} = 0.6\% \times 30 \times 40 = 7.2 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{\min}(\text{RPA})$ et on adopte : $4\text{HA}12 + 4\text{HA}10 = 7.66 \text{ cm}^2$

Armatures transversales :

On adoptera deux cadres de \emptyset_6 donc $A_t = 4 \times 0.28 \text{ cm}^2$

$\emptyset_{\min} = 6 \text{ mm}$ (Condition vérifiée)

Espacement:

$St \leq a = 30 \text{ cm}$ soit $St = 25 \text{ cm}$ constant sur toute la longueur des longrines

***CONCLUSION
GENERALE ET
RECOMMANDATIONS***

CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS

Le but principal fixé au début de ce travail de fin d'études était premièrement d'évaluer les performances sismiques d'une construction existante et de conclure quant à la conformité de cette construction vis-à-vis des recommandations de la dernière version du règlement parasismique algérien le RPA 99 version 2003, puis proposer les solutions adéquates pour réhabiliter cette construction. Deuxièmement, étudier la faisabilité d'une extension de niveaux proposée par le propriétaire, malheureusement et par manque de temps, seule la première partie a été accomplie.

Au terme de notre étude, nous pouvons apporter les conclusions suivantes :

Le coffrage des poteaux et des poutres est conforme aux recommandations du RPA

Le ferrailage des poteaux et des poutres est aussi conforme aux exigences du RPA

Le coffrage et le ferrailage des semelles est conforme aux exigences du RPA

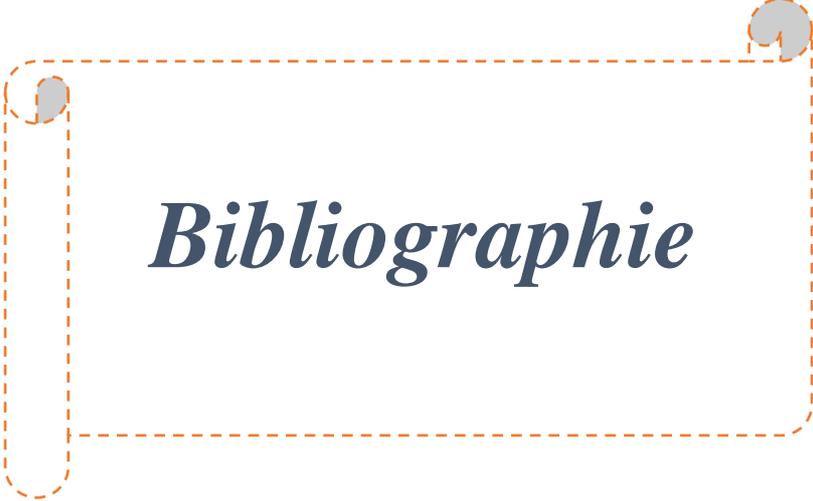
Manquements et recommandations :

Nous avons constaté

- L'absence du voile périphérique exigé par le RPA
- Le système de contreventement actuel est limité aux portiques auto-stables, hors le RPA exige l'usage de voiles à partir de R+2 dans les constructions situées dans la zone II

Nous recommandons pour que cette construction soit réhabilitée

- un voile périphérique doit être réalisé entre les longrines et les poutres du RDC
- un ensemble de voiles de contreventement doit être calculé et réalisé dans les deux sens du bâtiment pour renforcer le contreventement des portiques comme l'exige le RPA



Bibliographie

Bibliographie

Mémoires et livre

- [1] Mémoire d'ingénieur, « Analyse et renforcement d'un bâtiment existant soumis à une extension et aux nouvelles normes sismiques » présenté par Mariana Abou, CNAM Paris, 2015
- [2] Technique du bâtiment existant, livre, éditions Le moniteur, Paris, 2012.
- [3] Renforcement Parasismique des bâtiments, Livre, éditions BIAL Nancy (France), 2010
- [4] Mémoire de master « Réhabilitation des structures en béton armé » IMAIZI I et M.BENDJOUDI ; Université de Guelma, 2018.
-

Cours et projets

- ✓ Cours Structure en BA ‘‘ Dr. **B. LAFIFI** ‘‘ Université de Guelma
 - ✓ Projet de cours Module : Structure en BA « Etude d'un bâtiment à usage D'habitation (RDC+4) » S.BENOUGHIDENE ;sous la direction de Dr. LAFIFI Brahim, université de Guelma, 2022
-

Les Règlements

- ✓ Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003**.
 - ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**.
 - ✓ Cours de béton armé **BAEL91 modifié 99**.
 - ✓ Charges permanentes et charges d'exploitation **DTR B.C 2.2**
-

Logiciels

-  Auto desk Robot Structural Analysis Professional2010.....Calcul des structures
 -  AUTOCAD 2015.....DAO
 -  ExcelTableur
 -  Word.....Traitement de textes
-