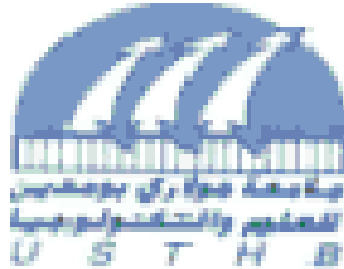


N° d'ordre : 01/2008-M/GC

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

«HOUARI BOUMEDIENE»

FACULTE DE GENIE CIVIL



MÉMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de
MAGISTER

EN GÉNIE CIVIL

Spécialité : Construction

Par : Mr. LABDAOUI Rachid

Sujet

ETUDE QUALITATIVE DES SOLUTIONS DE CONFORTEMENT
DES STRUCTURES ENDOMAGEES PAR DES SEISMES:
CAS DES PORTIQUES EN BETON ARME

Soutenu le 20/10/2008, devant le jury suivant :

| | | |
|-------------------|-----------------------------------|--------------------|
| Mr.M. CHABAAT | Professeur, USTHB | Président |
| Mr.M.CHEMROUK | Professeur, USTHB | Directeur de thèse |
| Mr.A.ALI BENYAHIA | Professeur, USTHB | Examineur |
| Mr.A.BOUKHALED | Maître de conférence, USTHB | Examineur |
| Mr.A.BELAKROUF | Maître de conférence, U.Boumerdes | Examineur |

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, je remercie le BON DIEU tout puissant qui m'a donné la force et la volonté d'achever cette réalisation et nous lui rendons grâce.

J'adresse mes sincères remerciements à mon enseignant et directeur de thèse Monsieur M.CHEMROUK, Professeur à l'USTHB, pour ses nombreux conseils, son aide précieuse et sa compréhension durant l'élaboration de cette recherche.

Je tiens à remercier Monsieur M.CHABAAT, Professeur à l'USTHB, qui m'a fait le grand honneur d'accepter la présidence du jury, qu'il trouve ici l'expression de mon profond respect.

Mes vifs remerciements s'adressent également à Monsieur A.ALI BENYAHIA, Professeur à l'USTHB, Monsieur A.BOUKHALED, Maître de conférence à l'USTHB et Monsieur A. **BELAKROUF**, Maître de conférence à l'Université de Boumerdes, qui ont bien voulu faire partie du jury et d'apporter leurs vives contributions à l'enrichissement de ce travail.

J'adresse aussi mes remerciements à Monsieur Chalah farid, Maitre Assistant, Chargé de Cours à la faculté de Génie Civil de l'USTHB pour m' avoir aidé au début de ce travail.

Je n'oublie pas de remercier tous les enseignants de la Faculté de Génie Civil à l'USTHB pour leur patience et servitude. Ils ont contribué à nous transmettre leur savoir pour assurer notre formation.

Enfin, je remercie toutes les personnes, qui de près ou de loin, m'ont aidé à la réalisation de ce travail.

ملخص

إن البنايات بصفة عامة خاضعة لثلاثة أنواع من القوى مختلفة من حيث طبيعتها و هي القوى الدائمة ، القوى المتغيرة و القوى المفاجئة. من بين القوى المفاجئة ، يبرز الزلزال كونه قادرا على إحداث أضرار في البنايات و بالتالي يتسبب في خسائر بشرية و مادية لا تعوض.

إن أخذ هذا النوع من القوى بعين الإعتبار في تصميم و حساب المباني ضروري ، لكن الكثير من لبنايات بالخرسانة المسلحة أنجزت قبل المراجعة الأخيرة للقانون الجزائري المضاد للزلازل 2003 و حتى قبل إعداده سنة 1981. إن بنية البنايات المعنية تحتاج إذن إلى تدعيم من أجل ضمان مستوى الأمن اللازم لاحتواء هذه القوى المفاجئة دون أضرار كبيرة و بالتالي دون خسائر بشرية.

إن تقنيات تدعيم البنايات ذات الأعمدة و العوارض التي تعد الأكثر استعمالا مطروحة في هذا العمل مع التركيز على تقنياتي تغليف العناصر و إنجاز جدران من الخرسانة المسلحة.

كل حلول التدعيم تتطلب دراسة قوة التحمل لمختلف عناصر البناية. في هذا العمل نتطرق إلى دراسة قوة الحمل بالنسبة للأعمدة و العوارض قبل و بعد التدعيم.

التصميم المضاد للزلازل يتطلب تقييم موضوعي و دقيق لقوة للزلازل مع أخذ بعين الإعتبار جميع العوامل سواء التي تزيد أو التي تنقص من تأثير الزلزال ، و على هذا سنجري مقارنة بين القانون الجزائري المضاد للزلازل و اثنين من القوانين الهامة في هذا الميدان، القانون الأوربي و القانون الأمريكي.

Résumé

Les constructions en général sont soumises à trois types d'actions distinctes par leur nature qui sont les actions permanentes, les actions variables et les actions accidentelles. Parmi les actions accidentelles, le séisme apparaît comme celui pouvant causer un désastre naturel majeur, induisant des endommagements aux structures et donc occasionnant des pertes de vies humaines et des dégâts irrémediables aux patrimoine bâti.

La prise en compte de ce type d'actions accidentelles dans la conception et le calcul des structures est donc indispensable, voir vital. Cependant, beaucoup de structures de constructions en béton armé ont été réalisées avant la dernière révision du règlement parasismique Algérien en 2003, ou même avant sa confection en 1981. Les structures des bâtiments concernés nécessitent donc un renforcement pour pouvoir répondre aux niveaux sécuritaires requis pour absorber de telles actions sismiques sans dégâts majeurs en donc sans pertes de vies humaines. Les techniques de renforcement pour les structures poteaux-poutres, qui sont les plus utilisées par l'industrie de la construction des bâtiments, sont examinées dans ce travail avec une référence particulière à la techniques de gainage des éléments de structure et à la technique d'incorporation d'éléments voiles en béton armé.

Toute solution de renforcement nécessite au préalable une étude de la capacité portante pour les différents éléments de structure poutres et poteaux. Dans ce travail, l'étude de la capacité portante avant et après renforcement des éléments poutres soumises à la flexion simple et des éléments poteaux soumis à la flexion composée est examinée ; la capacité portante des poteaux étant basée sur le principe du diagramme d'interaction effort normal - moment fléchissant.

Une conception parasismique sécuritaire nécessite une évaluation objective et précise de l'action sismique en prenant en compte tous les paramètres influents aussi bien amplificateurs qu'amortisseurs de l'effet sismique. Dans ce sens, une comparaison entre le règlement Algérien (RPA 1999 révisé 2003) et deux autres règlements parasismiques majeurs que sont l'Eurocode 8 et le règlement Américain UBC est entreprise dans ce travail. Des similarités dans différents aspects sont relevées.

Abstract

Constructions in general are subjected to three types of loading actions distinct by their nature, namely permanent loading actions, variable loading actions and accidental loading actions. Among the accidental loading actions, earthquake appears as the one that may cause a major natural disaster, inducing damages to structures and hence resulting in losses of human lives and countless destructions to the built patrimony.

It is thus vitally important to take account of this type of accidental loading action in the conception and design of structures. However, a number of structures for reinforced concrete constructions have been built before the latest version of the Algerian parasismic code in 2003, and even before the first publication of the code in 1981. The structural system of the buildings concerned necessitate an upgrading in order to respond to the required security levels to absorb such seismic actions without major damages and hence without losses of human lives. The strengthening techniques for beam-column framed structures, which are the most used in the building construction industry, are examined in the present work, with a particular reference to the caging technique of the structural elements and to the addition of concrete shear wall panels' technique.

Any strengthening solution necessitates in advance a study of the strength capacity for the different elements composing the structure, namely the beams and columns. In this work, the strength capacity before and after strengthening of the beam elements subjected to flexural bending forces as well as that of the column elements subjected to combined flexural and axial forces is examined; the strength capacity of the column elements being based on the principle of the interaction diagram axial forces-bending moment forces.

A safer parasismic design necessitates an objective and precise evaluation of the seismic loading action, taking into account all the influencing parameters; those having an amplifying effect as well as those having a damping effect on the seismic action. In this sense, a comparison between the Algerian parasismic code (RPA 1999, revised 2003) and two major parasismic codes, namely the Eurocode 8 and the American code UBC, is carried out. Similarities in many aspects are revealed.

Sommaire

| | |
|------------------------------------|----------|
| INTRODUCTION GÉNÉRALE | 1 |
|------------------------------------|----------|

CHAPITRE I : CONFORTEMENT DES STRUCTURES – METHODOLOGIE ET TECHNIQUES DE RENFORCEMENT –

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| I. INTRODUCTION | 6 |
| II. PROBLEMATIQUE | 7 |
| III. STRATEGIE DU RENFORCEMENT | |
| III.1. Identifier les besoins et les difficultés techniques..... | 9 |
| III.1.1. Réparation..... | 9 |
| III.1.2. Renforcement..... | 9 |
| III.2. Avoir une vision d'ensemble..... | 10 |
| IV. DIAGNOSTIC ET CONSTAT DE SITUATION | |
| IV.1. METHODOLOGIE..... | 11 |
| 1ère étape : Examen visuel..... | 11 |
| 2ème étape : Diagnostic sismique simplifié..... | 11 |
| 3ème étape : Cas où l'ouvrage ne résiste pas à l'action sismique..... | 12 |
| 4ème étape : Nouveau calcul intégrant les éléments de renforcement..... | 12 |
| 5ème étape : En cas de persistance de certaines insuffisances..... | 14 |
| 6ème étape : Nouveau calcul avec la disposition finale des renforcements | 14 |
| 7ème étape : Projet d'exécution..... | 14 |
| IV.2. ANALYSE DES CONSEQUENCES DU DIAGNOSTIC..... | 14 |
| IV.3. COMPORTEMENT SISMIQUES DES BATIMENTS ET CAUSES DES DESORDRES..... | 16 |
| IV.3.1. Pour l'ensemble de la structure..... | 16 |
| a- Simplicité..... | 17 |
| b- Continuité..... | 17 |
| c- Symétrie en plan..... | 17 |
| d- Symétrie et régularité en élévation..... | 20 |
| e- Distribution rationnelle des masses..... | 20 |
| f- Niveaux flexibles..... | 21 |
| g- Homogénéité – partition en sous structures..... | 22 |
| h- Hyperstaticité et monolithisme – continuité..... | 23 |
| IV.3.2. Pour un élément particulier de la structure..... | 24 |
| a- Remplissage des cadres par de la maçonnerie..... | 24 |
| b- Colonnes courtes..... | 26 |
| c- Remplissage partiel dans les cadres..... | 27 |
| d- Formation des rotules plastiques dans les poteaux..... | 28 |
| V. TECHNIQUES DE RENFORCEMENT | |
| V.1. Renforcement à l'aide d'une nouvelle construction..... | 29 |
| V.2. Renforcement par voiles en béton armé..... | 31 |
| V.3. Renforcement par panneaux de remplissage..... | 33 |

| | |
|--------------------------------------------------------|----|
| V.4. Renforcement par treillis métalliques..... | 35 |
| V.5. Béton projeté | 36 |
| V.6. Gainage..... | 37 |
| V.7 Injection. | 43 |
| V.8. Renforcement par tissus en fibres de carbone..... | 45 |
| V.9. Renforcement par isolateurs..... | 46 |

CHAPITRE II : ETUDE DE LA CAPACITE PORTANTE D'UNE SECTION DE POUTRE EN BETON ARME AVANT ET APRES RENFORCEMENT

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| I. INTRODUCTION..... | 49 |
| II. MOMENT RESISTANT D'UNE SECTION..... | 49 |
| III. CAS PARTICULIER D'UNE SECTION SIMPLEMENT ARMEE..... | 51 |
| a. Section sous armée..... | 52 |
| b. Section armée par excès | 53 |
| c. Section balancée..... | 55 |
| IV- MOMENT RESISTANT D'UNE SECTION RENFORCEE PAR GAINAGE | |
| IV.1. L'axe neutre est situé entre les deux nappes d'armatures existantes..... | 57 |
| IV.2. L'axe neutre est situé à l'extérieur des deux nappes d'armatures existantes..... | 59 |

CHAPITRE III : ETUDE DE LA CAPACITE PORTANTE D'UNE SECTION DE POTEAU EN BETON ARME AVANT ET APRES RENFORCEMENT

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| I. INTRODUCTION..... | 62 |
| II. ETUDE DE LA CAPACITE D'UNE SECTION D'UN POTEAU AVANT RENFORCEMENT | |
| II.1. Contribution de la section de béton sans armatures..... | 62 |
| II.2. Contribution des armatures éloignées de la face comprimée..... | 65 |
| II.3. Contribution des armatures proches de la face comprimée..... | 68 |
| II.4. Cas où y/h est supérieur à 1,25..... | 71 |
| II.5. Flexion biaxiale..... | 71 |
| III. ETUDE DE LA CAPACITE PORTANTE D'UN POTEAU APRES RENFORCEMENT PAR GAINAGE | |
| III.1. L'axe neutre est situé entre les deux nappes proches de la face de compression..... | 75 |
| III.1.1. Contribution du béton sans armatures..... | 75 |
| III.1.2. Contribution des armatures éloignées de la face comprimée..... | 76 |
| III.1.3. Contribution des armatures proches de la face comprimée..... | 78 |
| III.2. L'axe neutre est situé entre les deux nappes d'armatures existantes..... | 79 |
| III.2.1 Contribution du béton sans armatures..... | 80 |
| III.2.2. Contribution des armatures éloignées de la face comprimée..... | 81 |
| III.2.3. Contribution des armatures proches de la face comprimée..... | 82 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| III.3. L'axe neutre est situé entre les deux nappes éloignées de la face de compression..... | 84 |
| III.3.1 Contribution du béton sans armatures..... | 84 |
| III.3.2. Contribution des armatures éloignées de la face comprimée..... | 85 |
| III.3.3. Contribution des armatures proches de la face comprimée..... | 87 |
| III.4. L'axe neutre est à l'extérieur des deux nappes ajoutées..... | 88 |
| III.4.1 Contribution du béton sans armatures..... | 89 |
| III.4.2. Contribution des armatures éloignées de la face comprimée..... | 90 |
| III.4.3. Contribution des armatures proches de la face comprimée..... | 91 |

CHAPITRE IV : CALCUL AUTOMATIQUE

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| I- INTRODUCTION..... | 95 |
| II. ETUDE DE LA CAPACITE PORTANTE D'UNE SECTION SOUMISE A LA FLEXION SIMPLE | |
| II.1. Section avant renforcement..... | 95 |
| II.2. Section après renforcement..... | 98 |
| III. ETUDE DE LA CAPACITE PORTANTE D'UNE SECTION SOUMISE A LA FLEXION COMPOSEE | |
| III.1. Section avant renforcement..... | 99 |
| III.2. Section après renforcement..... | 101 |

CHAPITRE V : COMPARAISON ENTRE LES REGLEMENTS PARASISMIQUES RPA, EUROCODE8 ET UBC

| | |
|--------------------------------------------------------------|------------|
| I. INTRODUCTION..... | 105 |
| II. CLASSIFICATION DES SOLS | |
| II.1. Selon RPA..... | 105 |
| II.2. Selon Eurocode 8..... | 106 |
| II.3. Selon UBC..... | 106 |
| II.4. Commentaires..... | 107 |
| III. ZONES DE SISMICITE | |
| III.1. Selon RPA..... | 108 |
| III.2. Selon Eurocode 8..... | 109 |
| III.3. Selon UBC..... | 109 |
| III.4. Commentaires..... | 109 |
| IV. CLASSIFICATION DES OUVRAGES SELON LEUR IMPORTANCE | |
| IV.1. Selon RPA..... | 110 |
| IV.1. Selon Eurocode 8..... | 110 |
| IV.3. Selon UBC..... | 111 |
| IV.4. Commentaires..... | 111 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------|------------|
| V. CLASSIFICATION DES BATIMENTS SELON LEUR CONFIGURATION GEOMETRIQUE | |
| V.1. Selon RPA | 112 |
| V.2. Selon Eurocode8..... | 114 |
| V.3. Selon UBC | 118 |
| V.4. Commentaires..... | 120 |
| VI. DETERMINATION DE L’ACTION SISMIQUE | |
| VI.1. Selon RPA | |
| VI.1.1. Méthode statique équivalente selon le RPA..... | 121 |
| VI.1.2. Méthode dynamique modale spectrale..... | 123 |
| VI.2. Selon Eurocode 8 | |
| VI.2.1. Méthode d’analyse par forces latérales selon l’EC8..... | 125 |
| VI.2.2. Méthode d’analyse modale utilisant le spectre de réponse selon l’EC8.... | 127 |
| VI.3. Selon UBC | |
| VI.3.1. Méthode statique équivalente selon l’UBC..... | 129 |
| VI.3.2. Méthode d’analyse modale..... | 130 |
| VI.4. Commentaires | |
| A. Concernant la méthode statique | 132 |
| B. Concernant la méthode dynamique..... | 133 |
| VI. CONCLUSION..... | 134 |

**CHAPITRE VI : RENFORCEMENT PAR GAINAGE
ET RENFORCEMENT PAR ELEMENTS VOILES (SELON RPA)**

| | |
|----------------------------------------------------------------------|------------|
| I. INTRODUCTION..... | 135 |
| II. PRESENTATION DE L’OUVRAGE | 135 |
| III. ANALYSE DE LA STRUCTURE..... | 137 |
| IV. VERIFICATION DU FERRAILLAGE | |
| IV.1. Ferrailage des poteaux | 138 |
| IV.2. Ferrailage des poutres..... | 140 |
| V. RENFORCEMENT DE LA STRUCTURE | |
| A. Renforcement par gainage des poteaux..... | 142 |
| A.1 Analyse de la nouvelle structure..... | 143 |
| A.2 Vérification du ferrailage de la structure renforcée par gainage | |
| A.2.1 Ferrailage des poteaux..... | 144 |
| A.2.2. Ferrailage des poutres..... | 145 |
| B. Insertion des voiles en béton armé | |
| B.1. Analyse de la nouvelle structure..... | 147 |
| B.2 Vérification du ferrailage de la structure renforcée par voiles | |
| B.2.1 Ferrailage des poteaux..... | 148 |
| B.2.2. Ferrailage des poutres..... | 149 |
| B.2.3. Calcul du ferrailage des voiles..... | 150 |
| B.3. Vérification de la sécurité des fondations..... | 151 |

| | |
|-----------------------------------------------------------|------------|
| VI. COMPARAISON DES DEUX METHODES | |
| VI.1. Comportement dynamique..... | 155 |
| VI.2. Déplacements des niveaux..... | 156 |
| VI.3. Sollicitations dans les éléments des portiques..... | 159 |
| VI. CONCLUSION..... | 161 |
| <hr/> <hr/> | |
| CONCLUSION GENERALE..... | 162 |
| <hr/> <hr/> | |
| RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES..... | 164 |

LISTE DES FIGURES

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <i>Figure I.1. Situations possibles après une analyse des bâtiments existants</i> | 7 |
| <i>Figure I.2. Critères de la décision de confortement</i> | 8 |
| <i>Figure I.3. Formes favorables : plans simples à au moins 2 axes de symétrie</i> | 17 |
| <i>Figure I.4. Influence de la forme du bâtiment</i> | 18 |
| <i>Figure I.5. Concentration de contraintes dans les angles rentrants</i> | 18 |
| <i>Figure I.6. Effet de l'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion</i> | 19 |
| <i>Figure I.7. Application du principe de simplicité et continuité aux plans d'élévation</i> | 20 |
| <i>Figure I.8. Bâtiments avec niveaux transparents</i> | 21 |
| <i>Figure I.9. Bâtiment avec un niveau de plus grande hauteur que les autres niveaux</i> | 22 |
| <i>Figure I.10. Fractionnement des bâtiments par des joints sismiques</i> | 23 |
| <i>Figure I.11. Système hyperstatique formé par des poutres et des poteaux</i> | 24 |
| <i>Figure I.12. Sollicitations dans un poteau d'angle</i> | 25 |
| <i>Figure I.13. Processus d'effondrement d'un bâtiment suite à la rupture d'un poteau d'angle</i> | 25 |
| <i>Figure I.14. Remplissage des cadres par de la maçonnerie</i> | 26 |
| <i>Figure I.15. Répartition de l'effort tranchant entre un poteau de longueur L et un poteau de longueur 2L</i> | 27 |
| <i>Figure I.16. Remplissage partiel des cadres par de la maçonnerie</i> | 28 |
| <i>Figure I.17. Principe du renforcement par tuteurage</i> | 29 |
| <i>Figure I.18. Renforcement d'une structure comportant un noyau en béton armé</i> | 30 |
| <i>Figure I.19. Réalisation d'un voile en béton armé dans un portique existant</i> | 33 |
| <i>Figure I.20. Renforcement d'un portique en béton armé par des panneaux</i> | 34 |
| <i>Figure I.21. Renforcement d'un portique par treillis métalliques</i> | 35 |
| <i>Figure I.22. Exemples de gainage métallique</i> | 39 |
| <i>Figure I.23. Exemple de gainage en béton armé</i> | 40 |
| <i>Figure I.24. Augmentation de la demande suite au renforcement</i> | 40 |
| <i>Figure I.25. Exemple d'un renforcement provoquant une augmentation de la demande non compensée par une augmentation de la capacité</i> | 41 |
| <i>Figure I.26. Création de deux parties de raideurs différentes suite au gainage des poteaux du premier niveau</i> | 42 |
| <i>Figure I.27. Détail d'une section de poutre gainée</i> | 42 |
| <i>Figure I.28. Renforcement d'une poutre en béton armé par tissus en fibre de carbone</i> | 45 |
| <i>Figure I.29. Introduction des isolateurs par reprise sous œuvre</i> | 48 |
| | |
| <i>Figure II.1. Diagrammes des déformations, contraintes et forces à la rupture</i> | 49 |
| <i>Figure II.2. Cas d'une section simplement armée</i> | 51 |
| <i>Figure II.3. Comportement d'une section sous armée</i> | 52 |
| <i>Figure II.4. Déformation à la ruine d'une section armée par excès</i> | 53 |
| <i>Figure II.5. Déformation à la ruine d'une section balancée</i> | 55 |
| <i>Figure II.6. Détail d'une section de poutre gainée</i> | 57 |
| <i>Figure II.7. Diagramme des déformations et des forces pour une section gainée Axe neutre entre les deux nappes d'armatures existantes</i> | 58 |
| <i>Figure II.8. Diagramme des déformations et des forces pour une section gainée Axe neutre à l'extérieur des deux nappes d'armatures existantes</i> | 60 |
| | |
| <i>Figure III.1. Diagrammes des déformations et des contraintes pour une section en béton sans armatures</i> | 62 |
| <i>Figure III.2. Diagramme d'interaction – contribution du béton</i> | 64 |
| <i>Figure III.3. Diagrammes des déformations et des contraintes pour une section en béton avec armatures éloignées de la face comprimée</i> | 65 |

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| Figure III.4. Diagramme d'interaction – contribution des aciers éloignés de la face de compression ajoutée à celle du béton..... | 66 |
| Figure III.5. Diagrammes des déformations et des contraintes pour une section en béton avec armatures près de la face comprimée..... | 68 |
| Figure III.6. Diagramme d'interaction – pour une section en béton armée sur les deux faces..... | 70 |
| Figure III.7. Diagramme d'interaction – pour une section en béton selon BS8110..... | 70 |
| Figure III.8. Flexion biaxiale – excentricité de l'effort axial..... | 72 |
| Figure III.9. Flexion biaxiale – surface d'interaction..... | 72 |
| Figure III.10. Courbe d'interaction M_x - M_y | 73 |
| Figure III.11. Détail d'une section de poteau gainée..... | 74 |
| Figure III.12. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé..... | 75 |
| Figure III.13. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Contribution du béton..... | 75 |
| Figure III.14. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Contribution des armatures éloignées de la face comprimée..... | 76 |
| Figure III.15. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Contribution des armatures proches de la face de compression..... | 78 |
| Figure III.16. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Axe neutre entre les nappes existantes..... | 80 |
| Figure III.17. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Contribution du béton..... | 80 |
| Figure III.18. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Contribution des armatures éloignées de la face comprimée..... | 81 |
| Figure III.19. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Contribution des armatures proches de la face comprimée..... | 82 |
| Figure III.20. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Axe neutre entre les nappes éloignées de la face de compression..... | 84 |
| Figure III.21. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Contribution du béton..... | 84 |
| Figure III.22. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Axe neutre entre les nappes éloignées de la face de compression..... | 85 |
| Figure III.23. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Axe neutre entre les nappes éloignées de la face de compression..... | 87 |
| Figure III.24. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Axe neutre à l'extérieur des deux nappes ajoutées..... | 89 |
| Figure III.25. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Contribution du béton..... | 89 |
| Figure III.26. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Contribution des armatures éloignées de la face de compression..... | 90 |
| Figure III.27. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Contribution des armatures proches de la face de compression..... | 91 |
| Figure III.28. Capacité portante d'une section de poteau après renforcement par gainage..... | 94 |
| Figure IV.1. Page de démarrage du programme « Moment résistant »..... | 96 |
| Figure IV.2. Résultat de vérification de la sécurité d'une section soumise à la flexion simple. Cas d'une section en sécurité..... | 97 |
| Figure IV.3. Résultat de vérification de la sécurité d'une section soumise à la flexion simple. Cas d'un dépassement de la capacité portante..... | 97 |
| Figure IV.4. Page de démarrage du programme « Moment résistant-section gainée »..... | 98 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| Figure IV.5. Résultat de vérification de la sécurité d'une section gainée soumise à la flexion simple. Cas d'une section en sécurité..... | 99 |
| Figure IV.6. Page de démarrage du programme « Interaction M-N »..... | 100 |
| Figure IV.7. Résultat de vérification de la sécurité d'une section soumise à la flexion composée. Cas d'une section en sécurité..... | 100 |
| Figure IV.8. Résultat de vérification de la sécurité d'une section soumise à la flexion composée. Cas d'un dépassement de la capacité portante..... | 101 |
| Figure IV.9. Page de démarrage du programme « Interaction M-N section gainée »..... | 102 |
| Figure IV.10. Résultat de vérification de la sécurité d'une section gainée soumise à la flexion composée. Cas d'une section en sécurité. | 103 |
| Figure IV.11. Résultat de vérification de la sécurité d'une section soumise à la flexion composée. Dépassement de la capacité portante en compression simple..... | 104 |
| Figure IV.12. Résultat de vérification de la sécurité d'une section gainée soumise à la flexion composée. Dépassement de la capacité portante en compression simple...104 | |
| | |
| Figure V.1. Classification des sols selon les 3 règlements..... | 108 |
| Figure V.2. Zones de sismicité selon les 3 règlements..... | 109 |
| Figure V.3. Catégories d'importance selon les 3 règlements..... | 112 |
| Figure V.4. Limites des décrochements en plan selon RPA..... | 113 |
| Figure V.5. Limites des décrochements en élévation selon RPA..... | 114 |
| Figure V.6. Critères de régularité en plan selon Eurocode8..... | 115 |
| Figure V.7 (a et b). Critères de régularité en élévation pour l'EC8..... | 117 |
| Figure V.7 (c et d). Critères de régularité en élévation pour l'EC8..... | 118 |
| Figure V.8. Critères de régularité en plan selon UBC..... | 119 |
| Figure V.9. Critères d'irrégularité en élévation selon UBC..... | 120 |
| Figure V.10. Spectre de réponse donné par le code UBC..... | 131 |
| | |
| Figure VI.1. Vue en plan de la structure..... | 136 |
| Figure VI.2. Ferrailage des poutres et des poteaux..... | 136 |
| Figure VI.3. Infrastructure du bâtiment..... | 137 |
| Figure VI.4. Détail de la gaine en béton armé..... | 142 |
| Figure VI.5. Vue en plan de la structure renforcée par gainage..... | 143 |
| Figure VI.6. Disposition des voiles de renforcement dans la structure renforcée..... | 147 |
| Figure VI.7. Ferrailage des voiles de renforcement..... | 151 |
| Figure VI.8. Contraintes dans le sol sous la semelle..... | 152 |
| Figure VI.9. Sollicitations dans la semelle sous poteaux existants et voiles de renforcement..... | 153 |
| Figure VI.10. Ferrailage de la semelle sous poteaux existants et voiles de renforcement..... | 154 |
| Figure VI.11. Déplacements pour la structure initiale et les deux structures renforcées - Sens longitudinal - | 157 |
| Figure VI.12. Déplacements pour la structure initiale et les deux structures renforcées - Sens transversal - | 158 |
| Figure VI.13. Effort tranchant à la base de la structure – sens longitudinal..... | 159 |
| Figure VI.14. Répartition de l'effort tranchant entre les portiques et les voiles dans la structure renforcée par voiles..... | 160 |
| Figure VI.15. Répartition de l'effort tranchant entre les poteaux gainés et ceux non gainés dans la structure renforcée par gainage..... | 160 |

LISTE DES TABLEAUX

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <i>Tableau I.1. Techniques de préparation des surfaces</i> | 38 |
| <i>Tableau I.2. Produits d'injection</i> | 44 |
| <i>Tableau I.3. Caractéristiques mécaniques de la fibre de carbone</i> | 46 |
| | |
| <i>Tableau III.1. Valeurs de α et β pour différentes valeurs de y/h</i> | 63 |
| <i>Tableau III.2. Valeurs de α_n pour différentes valeurs de N/N_{uz}</i> | 74 |
| | |
| <i>Tableau V.1. Valeurs du coefficient d'importance selon l'EC8</i> | 110 |
| <i>Tableau V.2. Valeurs du facteur d'importance selon l'UBC</i> | 111 |
| <i>Tableau V.3. Types d'irrégularité en plan selon l'UBC</i> | 118 |
| <i>Tableau V.4. Types d'irrégularité en élévation selon l'UBC</i> | 119 |
| <i>Tableau V.5. Différentes formules proposées par le code UBC pour le calcul de l'effort sismique total à la base d'une structure</i> | 133 |
| | |
| <i>Tableau VI.1. Dimensions des poutres et des poteaux</i> | 135 |
| <i>Tableau VI.2. Charges et surcharges revenant aux planchers</i> | 137 |
| <i>Tableau VI.3. Modes de vibrations de la structure existante</i> | 138 |
| <i>Tableau VI.4. Déplacements des niveaux de la structure existante</i> | 138 |
| <i>Tableau VI.5. Vérification des armatures transversales pour les poteaux</i> | 139 |
| <i>Tableau VI.6. Vérification des armatures longitudinales pour les poteaux</i> | 140 |
| <i>Tableau VI.7. Vérification des armatures transversales pour les poutres</i> | 141 |
| <i>Tableau VI.8. Vérification des armatures longitudinales pour les poutres</i> | 142 |
| <i>Tableau VI.9. Modes de vibrations de la structure renforcée par gainage</i> | 143 |
| <i>Tableau VI.10. Déplacements des niveaux de la structure renforcée par gainage</i> | 143 |
| <i>Tableau VI.11. Vérification des armatures transversales pour les poteaux de la structure renforcée par gainage</i> | 144 |
| <i>Tableau VI.12. Vérification des armatures longitudinales pour les poteaux de la structure renforcée par gainage</i> | 145 |
| <i>Tableau VI.13. Vérification des armatures transversales pour les poutres de la structure renforcée par gainage</i> | 146 |
| <i>Tableau VI.14. Vérification des armatures transversales pour les poutres de la structure renforcée par gainage</i> | 146 |
| <i>Tableau VI.15. Modes de vibrations de la structure renforcée par voiles</i> | 147 |
| <i>Tableau VI.16. Déplacements des niveaux de la structure renforcée par voiles</i> | 148 |
| <i>Tableau VI.17. Vérification des armatures transversales pour les poteaux de la structure renforcée par voiles</i> | 148 |
| <i>Tableau VI.18. Vérification des armatures longitudinales pour les poteaux de la structure renforcée par voiles</i> | 149 |
| <i>Tableau VI.19. Vérification des armatures longitudinales pour les poutres de la structure renforcée par voiles</i> | 150 |
| <i>Tableau VI.20. Vérification des contraintes tangentielles dans les voiles</i> | 150 |
| <i>Tableau VI.21. Ferrailage des voiles</i> | 151 |
| <i>Tableau VI.22. Vérification de la stabilité au renversement</i> | 152 |
| <i>Tableau VI.23. Vérification de la contrainte moyenne du sol</i> | 152 |
| <i>Tableau VI.24. Effets du renforcement sur le comportement dynamique</i> | 155 |
| <i>Tableau VI.25. Effets du renforcement sur le déplacement - Sens longitudinal -</i> | 157 |
| <i>Tableau VI.26. Effets du renforcement sur le déplacement - Sens transversal -</i> | 158 |

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

1. Problématique

Un tremblement de terre apparaît comme le désastre naturel majeur qui est le plus meurtrier et qui induit le plus d'endommagement au patrimoine immobilier, biens et équipements de toute nature. Le séisme qui vient de frapper toute une région de la chine le 12 mai 2008 est une illustration très claire de l'ampleur du désastre que peut causer une telle vibration naturelle du sol. Cette vibration naturelle du sol est causée par des ondes de choc résultant de la fissuration de la roche au niveau de l'écorce terrestre. Cette fissuration des roches libère des quantités énormes d'énergie accumulée par le mouvement des plaques des deux cotés de la faille de séparation ainsi produite au niveau de l'écorce. Les ondes de choc envoyées vers la surface terrestre, induisent des dommages aux ouvrages construits avec une sévérité qui dépend de l'importance du choc en terme d'amplitude, de fréquence, de durée et du type de la construction. Dans ce sens, les constructions en béton armé sont particulièrement vulnérables à ces ondes de choc envoyées à partir de l'écorce terrestre. Il est communément admis que l'écorce terrestre qui est la source de ce phénomène naturel est constituée par des plaques qui se déplacent horizontalement, les zones frontières des plaques peuvent ainsi subir des mouvements divergents (s'éloignent l'une de l'autre), convergents (se rapprochent l'une de l'autre) ou de glissement (l'une sur l'autre).

La convergence entre deux plaques mouvantes et le glissement d'une plaque contre une autre sont les causes principales des tremblements de terre.

L'Algérie a de tout temps été soumise à une activité sismique entraînant la disparition de nombreuses vies humaines et causant des dégâts significatifs au patrimoine bâti. A chaque séisme, le développement du pays s'est retrouvé quelque peu freiné ; à titre d'exemple, le séisme de Boumerdes en mai 2003 a causé plus de 2300 pertes en vie humaines et induit plus de 5 milliards de dollars en dégâts matériels au secteur de la construction faite essentiellement en béton armé. De plus, ce séisme a révélé que le risque sismique est plus élevé que prévu par le RPA 99 pour la bande côtière du centre de l'Algérie.

Ainsi, le séisme est une action accidentelle imprévue dont la prise en compte dans la conception et le calcul des structures de génie civil est devenue impérative, particulièrement en zone de forte sismicité. La majorité des constructions en Algérie ont été réalisées avant l'application du règlement parasismique en vigueur ou quand celui-ci classait Alger et sa région comme zone de moyenne sismicité. Ceci pose avec acuité la question de la sécurité des

anciennes constructions, bâties du temps où Alger était considérée comme zone à moyenne sismicité et même avant, quand le RPA n'existait pas.

Dans certains cas, les bâtiments sont endommagés ou présentent des insuffisances de résistance vis-à-vis des sollicitations induites par une éventuelle excitation sismique. Il faut alors envisager des solutions de réparation pour remettre la structure à son niveau de résistance. Dans le cas où la structure n'a pas été conçue pour résister à une action sismique, il faut la renforcer pour améliorer sa capacité de résistance.

Enfin, il se peut que la structure soit capable de supporter les efforts résultants des charges statiques et d'une action sismique d'un niveau limité. Dans ce cas, une forte action sismique ne peut être absorbée sans pertes de vies et de dégâts matériels et donc le bâtiment risque de ne pas tenir face à une telle situation accidentelle. Devant telle situation, l'objectif recherché n'est pas de réparer les dommages, mais plutôt d'augmenter le niveau de sécurité d'un bâtiment non endommagé.

2. Objectifs et plan de travail

Cette recherche est fondée essentiellement sur trois axes, le premier concerne la méthodologie du confortement des bâtiments. Cet axe consiste à faire une comparaison entre deux paramètres : la capacité et la demande. Pour cela, le deuxième axe porte sur l'étude de la capacité portante d'une section rectangulaire en béton armé avant et après renforcement. La dernière partie est une comparaison entre trois règlements parasismiques, pour nous permettre d'exposer les méthodes utilisées pour la détermination de l'action sismique, c'est-à-dire la demande.

Suite au séisme du 21 Mai 2003 à Boumerdes et les séismes précédents, il a été constaté que la majorité des structures endommagées sont celles dont la structure est constituée par des portiques autostables en béton armé, ce qui demande aux ingénieurs d'accorder plus d'importance à ce type de systèmes de contreventement.

Cette recherche a pour objectif l'évaluation de la sécurité parasismique des bâtiments existants et l'intervention pour la réparation et le renforcement dans le cas où cette sécurité est compromise. Pour cela, le travail comporte les parties suivantes :

Partie I : Confortement des bâtiments – méthodologie et techniques de renforcement –

Dans cette partie, on traite en premier lieu la méthodologie à suivre pour évaluer la sécurité des bâtiments existants. Celle-ci consiste à examiner les données relatives à la structure qui va faire l'objet de réparation ou renforcement.

Les structures peuvent subir des extensions ou des surélévations, qui provoquent la modification des caractéristiques dynamiques pour les quelles la structure a été conçue. En plus, les matériaux utilisés dans la réalisation du bâtiment ne gardent pas leur caractéristiques mécaniques, l'actualisation des données est donc indispensable avant de procéder à une modélisation ou à une analyse de la structure.

Il est intéressant de connaître le comportement des différents types de constructions face à une excitation sismique, pour pouvoir localiser les parties les plus sollicitées dans la structure. S'il s'agit d'une structure endommagée, connaissant le comportement de cette dernière, on peut facilement interpréter les résultats et donner les causes de chaque type de dommage. L'intervention sera par la suite bien orientée ; le renforcement n'aura pas pour objet la réparation des éléments endommagés, mais plutôt l'élimination des causes qui ont provoqué les dommages eux-mêmes.

De même pour un bâtiment non encore sollicité par des efforts d'origines sismiques, la connaissance du comportement de la structure nous permet de prévoir les lieux pouvant être endommagés en cas d'un tremblement de terre, ce qui facilite l'emplacement des éléments de renforcement afin d'obtenir une structure dont le comportement sera acceptable.

Ainsi, dans cette partie, on présente les différentes techniques utilisées pour le renforcement. Pour cela, on donne la description générale de la méthode, par la suite, on explique le mode d'exécution. Enfin, certains commentaires sont faits pour discuter les avantages et les inconvénients de la technique considérée.

Partie II : *Etude de la capacité portante d'une section rectangulaire en béton armé*

Une des deux parties de l'évaluation de la sécurité d'une structure est la capacité portante, c'est-à-dire le maximum de sollicitation que peut supporter une section dans un élément de structure.

- On commence par les poutres qui sont généralement soumises à la flexion simple. Il s'agit de déterminer une limite de résistance appelée « Moment résistant d'une section ». Ce moment résistant est comparé à un moment provenant des sollicitations appliquées à la structure.

Comme résultat à la vérification effectuée par la comparaison entre les deux moments cités, deux situations sont possibles :

- Le moment résistant est supérieur au moment appliqué et la section ne pose pas de problème de la capacité portante.

- La valeur du moment résistant est inférieure à celle du moment appliqué. Dans ce cas, la section est incapable de résister à la sollicitation appliquée ; comme solution à ce problème, la technique de renforcement par gainage de la section peut être adoptée. Celle-ci peut augmenter considérablement le moment résistant. Cependant, cette augmentation dépend des caractéristiques du gainage effectué.
- Le deuxième type d'éléments qu'on va examiner dans ce travail est celui des poteaux, soumis en général à la flexion composée. Ces éléments de structure sont très vulnérables aux actions sismiques horizontales. L'objectif de cette étude n'est pas de comparer un effort appliqué à une valeur de résistance comme le cas de la flexion simple, mais plutôt, de vérifier que la section peut résister à une combinaison de trois efforts distincts : un effort normal de compression et deux moments de flexion suivant les deux directions principales de la section.

Pour cela, on est amené à définir un domaine limité par une courbe dite « diagramme d'interaction » entre l'effort normal et le moment fléchissant. Chaque couple moment fléchissant-effort normal est représenté par un point, les points situés à l'intérieur de la courbe correspondent aux sollicitations acceptables et ceux à l'extérieur signalent un dépassement de la capacité portante en flexion composée.

Si l'élément est incapable de résister aux sollicitations appliquées, la solution de renforcement par gainage augmente l'aire de la courbe d'interaction, augmentant ainsi les efforts que peut supporter le poteau.

- L'évaluation de la sécurité des éléments d'une structure est un processus répétitif, qui peut être effectué pour de nombreuses sections. Pour faciliter la vérification de la résistance, on fait appel à un calcul automatique. Pour cela, des programmes sont développés en utilisant le langage de programmation « Delphi7 ».

Le premier permet de déterminer le moment résistant d'une section rectangulaire en béton armé soumise à la flexion simple et le deuxième calcule le moment résistant d'une section renforcée par gainage. Le troisième programme vérifie la sécurité d'une section sollicitée en flexion composée, tandis que le dernier effectue la même opération mais après gainage de la section.

Partie III : *Comparaison entre les règlements parasismiques, le RPA (Algérien), l'Eurocode8 (Européen) et l'UBC (Américain)*

Après avoir exposé le premier paramètre intervenant dans la vérification de la sécurité parasismique, qui est la capacité portante, on traite le deuxième paramètre qui est la demande ou la sollicitation appliquée à la structure.

Suite aux différents tremblements de terre qui ont été enregistrés a travers le monde, il a été conclu que le calcul sous chargement statique est insuffisant ; il faut en plus faire intervenir une action horizontale de nature dynamique dont les effets sont plus importants que ceux résultants des actions statiques.

Le calcul de l'action sismique se fait en appliquant les méthodes présentées par les règlements parasismiques, à savoir : la méthode statique équivalente qui consiste à remplacer l'action sismique de nature dynamique par une force statique dont l'effet est équivalent a celui de l'action dynamique. La deuxième méthode est la méthode d'analyse modale. En utilisant celle-ci, on détermine les effets correspondants à chaque mode de vibration ; ces derniers sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les trois règlements parasismiques utilisent les deux méthodes citées, avec une légère différence en ce qui concerne les facteurs intervenants dans le calcul de l'effort sismique total. Ainsi, une étude comparative sur les différentes méthodes de calcul de l'action sismique est entreprise dans cette partie du travail. Cette étude porte aussi sur les points suivants :

- La classification des sites d'implantation.
- La classification des zones de sismicité.
- La classification des ouvrages selon leur importance.
- La classification des structures selon leur configuration.

A fin de faciliter l'application de la méthodologie établie au début de ce travail, il a été jugé utile de présenter un exemple d'application, pour cela une étude des différentes solutions de confortement est menée comme suit :

- Présentation du bâtiment en question.
- Analyse de la structure.
- Proposition des solutions de renforcement.
- Discussions des résultats de chaque méthode et comparaison des résultats.
- Conclusion.

CHAPITRE I:
CONFORTEMENT DES STRUCTURES
– METHODOLOGIE ET
TECHNIQUES DE RENFORCEMENT –

CONFORTEMENT DES STRUCTURES
– METHODOLOGIE ET TECHNIQUES DE RENFORCEMENT –

I. INTRODUCTION

Pendant leur durée d'existence, les bâtiments sont soumis à différentes actions qui peuvent endommager leurs éléments de structure. Parmi celles-ci, l'action sismique est considérée comme étant la plus importante vu les effets engendrés par cette dernière au niveau des éléments résistants de la structure.

Immédiatement après un séisme, une évaluation d'urgence des dommages est entamée, dans un premier but de déterminer quels sont parmi les bâtiments ceux qui peuvent être occupés sans risque. Les autres structures jugées plus ou moins en bon état solliciteront d'autres investigations.

Les premières investigations ont pour objet d'arrêter des mesures provisoires de protection. Des investigations plus profondes mettront en place des modèles de réhabilitation qui seront étudiés avec plus de détails ultérieurement.

Le renforcement des structures existantes est un aspect récent du génie parasismique. Les méthodes utilisées combinent les techniques classiques de conception parasismique et des pratiques de consolidation éprouvées, destinées habituellement aux structures sollicitées par les charges permanentes et variables ; elles s'appliquent aussi au confortement des structures en zone sismique.

Par rapport à une approche traditionnelle de réhabilitation qui par habitude traite essentiellement le second œuvre et l'équipement, la prise en compte de l'action sismique, contraint l'ingénieur à se préoccuper aussi du gros-œuvre, c'est-à-dire de *la structure*.

En effet, la réhabilitation est nécessaire parce que la structure pourrait avoir des désordres en cas d'action sismique (situation du renforcement) ou présenter, après séisme (cas de la réparation ou confortement), des dégâts apparents plus ou moins graves.

II. Problématique

L'analyse des bâtiments existants et la réévaluation du risque sismique peuvent conduire les maîtres d'ouvrages à effectuer une « mise à niveau » (renforcement ou confortement).

Pour chacun des bâtiments concernés, le problème de la décision à prendre se pose dans les termes suivants :

- ◆ Soit il n'y a rien à faire, le renforcement étant très important et la démolition n'étant pas d'une première urgence.
- ◆ Soit le bâtiment est « traité » c'est à dire renforcé ou démoli.

Ce dernier choix, renforcement ou reconstruction après démolition résulte d'une étude économique dans laquelle les coûts globaux des deux solutions sont comparés. La figure ci-dessous résume les situations possibles lors de l'analyse des bâtiments existants.

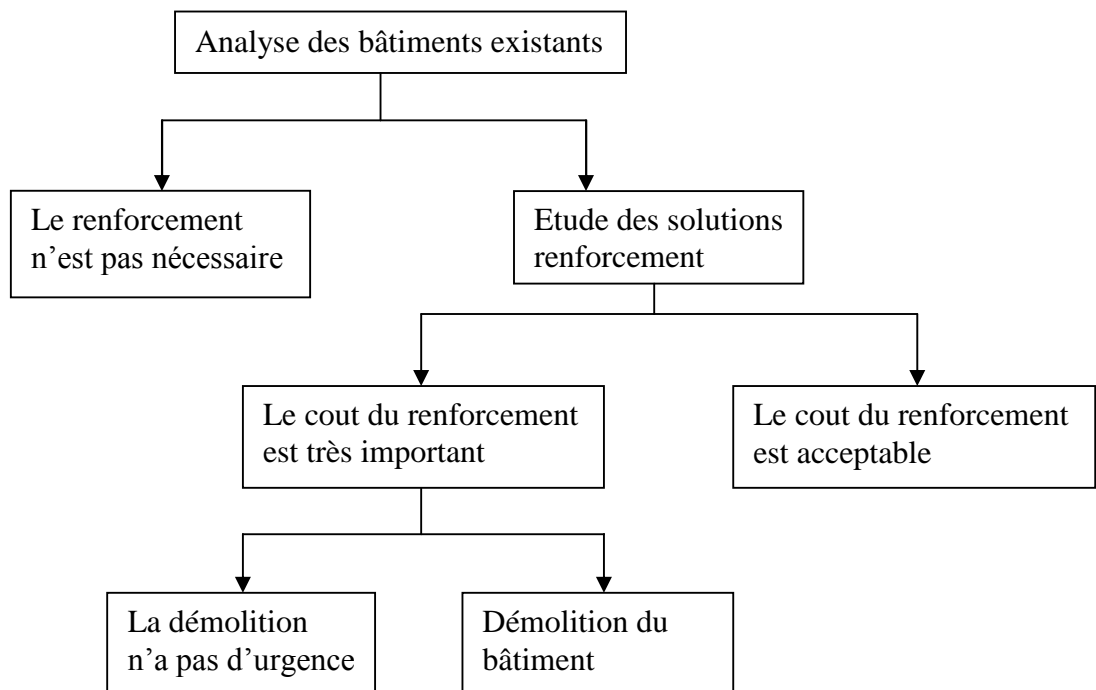


Figure I.1. Situations possibles après une analyse des bâtiments existants. [7] et [13]

Le premier choix entre ne rien faire et tout « traiter », tient compte de trois groupes de critères :

- ◆ Critères de vulnérabilité
 - Il y a lieu de « traiter » en première urgence les bâtiments dont l'effondrement est probable.

- Par contre, on « traite » en deuxième urgence les bâtiments pour lesquels des détériorations importantes sont prévisibles avec un danger certain pour les occupants, sans effondrement total.
- On ne « traite » pas les bâtiments pour lesquels les dégâts prévisibles sont considérés limités et ne mettent pas en danger la vie des occupants.
- ◆ Critères de fonctionnement (stabilité) de groupe
 - Un groupe de bâtiments sans espacements doit être renforcé dans son ensemble ; autrement dit, on ne peut renforcer un bâtiment seul s'il est juxtaposé avec son voisinage.
- ◆ Critères de pérennité
 - La vétusté : inutile de s'occuper de bâtiments qui doivent être démolis à court terme.
 - La servitude : inutile de s'occuper de bâtiments condamnés à disparaître à court terme en raison d'un nouvel aménagement des terrains.

Les critères cités ci-dessus sont résumés par la figure ci après.

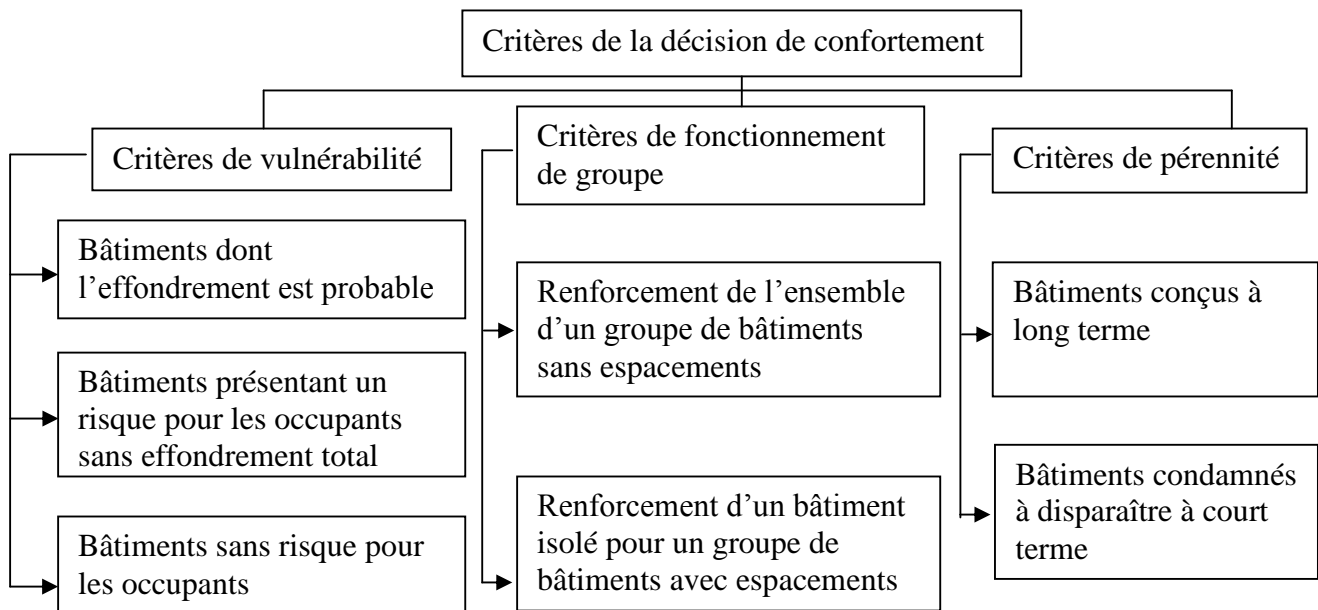


Figure I.2. Critères de la décision de confortement. [7] et [13]

III. STRATEGIE DU RENFORCEMENT

La stratégie de la réhabilitation (réparation et/ou renforcement) est gouvernée par les performances attendues (espérées) après séisme.

III.1. Identifier les besoins et les difficultés techniques

Deux situations peuvent donc se présenter : réparation et/ou renforcement.

III.1.1. Réparation : elle convient à l'ensemble des travaux que l'on doit effectuer sur un ouvrage endommagé par le séisme, pour lui restituer ses caractéristiques initiales - le cas échéant et si cela est possible - améliorées ; on touche alors au domaine du renforcement [7].

Dans la situation post-sismique, la réparation des bâtiments endommagés par le séisme peut être assimilée à une mesure d'urgence ; dans ce cas le facteur économique a une incidence réduite.

III.1.2. Renforcement : cette opération s'applique essentiellement aux bâtiments non encore sollicités par l'action sismique. Dans cette situation préventive, on peut admettre que dans le cas général, on se trouve en présence d'une structure capable de transmettre les charges permanentes et variables. L'approche du problème ne sera donc pas la même [7].

En particulier, l'auscultation détaillée du bâtiment revêtira presque toujours une importance plus grande dans les études préalables à la décision de réparation, que dans celles précédant une décision de renforcement, puisque dans le premier cas, il s'agit d'abord d'apprécier l'étendue des dégâts [29].

La stratégie de renforcement est entièrement gouvernée par l'équilibre entre les énergies développées pendant le mouvement sismique, accumulées et dissipées par la structure dans le domaine inélastique.

Pour augmenter la possibilité d'accumuler de l'énergie, le renforcement des structures en portiques doit se faire par des voiles en béton armé.

Pour augmenter la possibilité de dissipation d'énergie il faut adjoindre des éléments ayant un caractère de type dissipatif, de façon à consommer le plus d'énergie possible.

On peut ainsi avancer quelques idées pour la mise au point des projets de renforcement :

- Diminuer la masse du bâtiment, par conséquent diminuer les forces d'inertie : le remplacement des cloisons lourdes par des cloisons légères, le remplacement des parties de structure en béton armé par une structure en charpente métallique, voire la suppression d'un ou plusieurs étages.
- Réduire les effets dus à la torsion, en diminuant la distance entre le centre de gravité de la masse et celui de l'inertie. Cette réduction peut-être obtenue par la modification de la disposition des masses et des éléments résistants.
- Pour les structures souples sur des sols "mous", il faut essayer de réduire la période du mode fondamental par la réduction des masses et/ou l'augmentation de la raideur (treillis métalliques, voiles en béton armé).

- Pour augmenter la résistance d'une structure, il faut mobiliser le maximum d'éléments résistants. L'expérience montre que les ouvrages dans lesquels les éléments résistants forment un système continu, cohérent et fortement hyperstatique se comportent de façon beaucoup plus satisfaisante que ceux constituant un système isostatique.

III.2. AVOIR UNE VISION D'ENSEMBLE

Après sélection de la stratégie adéquate, il convient de procéder à l'établissement d'un projet de renforcement rationnel. Cela suppose, de la part de l'ingénieur, une grande ouverture d'esprit, afin d'intégrer les mécanismes généraux suivant lesquels l'action sismique produit des effets qui engendrent plusieurs types de réponse de la structure, notamment en ce qui concerne la transformation, l'échange et la dissipation d'énergie.

La démarche qui permet de déterminer les procédures de réhabilitation applicables à un ouvrage est fondée sur l'identification des points faibles et ceci grâce à un « diagnostic » c'est-à-dire à la détermination de la capacité d'un ouvrage à résister aux tremblements de terre, compte tenu de son état ; l'importance de la thérapeutique (confortement) en résulte.

Dans cette situation, il en découle les interrogations suivantes :

- ◆ Faut-il renforcer pour obtenir un niveau de protection réglementaire (applicables à des bâtiments nouveaux) ; le corollaire étant que le niveau réglementaire ne pouvant de toute façon pas être atteint, il convient de déterminer le niveau de protection acceptable (généralement celui de non effondrement) ?
- ◆ Comment apprécier la possibilité des dispositions constructives existantes à assurer à l'ensemble de la structure un comportement sismique satisfaisant ?

Les dispositions constructives font partie d'un ensemble de règles de dimensionnement. Si pour faire un diagnostic sur le bâti existant on applique les règles de dimensionnement du bâti neuf, on conclura qu'aucun bâtiment n'est acceptable. Cette conclusion serait aussi peu crédible que celle qui énoncerait qu'aucun bâtiment existant ne poserait de problème de tenue sismique.

Pour faire un diagnostic en connaissance de cause, il faudrait être en mesure de porter un jugement sur les dispositions constructives passées.

IV. DIAGNOSTIC ET CONSTAT DE SITUATION

IV.1. METHODOLOGIE

La méthodologie proposée, pour l'analyse de la résistance à l'action sismique des bâtiments existants, est bien entendu évolutive : les méthodes d'investigation et de calcul des ouvrages existants sont en permanente amélioration ; la connaissance des lois de comportement des matériaux, des marges, et du chemin de ruine s'affine de plus en plus.

C'est une démarche complète qui peut être adaptée et éventuellement simplifiée, cas par cas, en fonction de la complexité du bâtiment [7], [8], [26] et [31] :

1^{ère} étape : Examen visuel

L'examen visuel est l'appréciation qualitative du comportement des bâtiments sous l'action sismique. Cette étape s'effectue par une visite des lieux et l'examen des notes de calculs et des plans d'exécution de l'ouvrage existant.

Disposer d'un dossier complet suppose parfois de longues recherches et nécessite dans certains cas la mise en conformité des plans avec la structure existante ; il faut remarquer que cette partie du diagnostic sera facilitée si le bâtiment a fait l'objet d'un contrôle et suivi régulier.

Pour permettre la compréhension de la structure existante, les plans doivent comporter :

- les coffrages des éléments en béton armé.
- les cloisons en maçonnerie.
- les faux-plafonds et les faux-planchers.
- les traverses dans les voiles et planchers avec leurs dimensions et leur implantation.

Si à la suite de l'examen visuel (1^{ère} étape) il apparaît comme évident que le bâtiment ne résistera pas à l'action sismique, on peut très bien regrouper la 2^{ème} et la 3^{ème} étape.

2^{ème} étape : Diagnostic sismique simplifié

Une collaboration doit s'établir entre le maître d'ouvrage, l'utilisateur et l'expert dès le début de cette étape essentielle qui comporte :

- ◆ La définition de l'action sismique : séisme réglementaire ou séisme spécifique du site (séisme proche, séisme lointain, etc.).
- ◆ La recherche des plans guides comportant les charges d'exploitation : circulation, équipements, etc.
- ◆ La détermination des caractéristiques dynamiques du sol, extrapolées à partir des études existantes sur le site, avec le choix de la fourchette de valeurs à prendre en compte dans les calculs.

- ◆ La définition des caractéristiques des matériaux utilisés et leurs performances actuelles, compte tenu du vieillissement.
- ◆ L'examen de l'état de l'environnement : présence et interaction avec les bâtiments voisins, largeur de joints (l'examen de la tenue du bâtiment aux actions sismiques est fait en « configuration isolée »), niveau de fondation ou fondations communes avec d'autres blocs, risque d'instabilité de pente.
- ◆ L'étude du comportement du bâtiment soumis à l'action sismique. La résistance du bâtiment n'étant pas connue a priori, il est vivement conseillé de commencer le diagnostic à partir d'une modélisation sommaire. Le coût et l'exploitation des résultats seront grandement facilités.

En conclusion de cette étape, deux situations peuvent se présenter :

- ✓ L'ensemble de l'ouvrage résiste au séisme de référence avec une marge suffisante, qui tient compte d'errements habituels au niveau des hypothèses.
- ✓ L'ouvrage, en partie ou en totalité, ne résiste pas au séisme ; dans cette situation il serait illusoire de vouloir affiner davantage le diagnostic. Par contre, on dispose de tous les éléments pour fournir des indications sur le principe de confortement et procéder à l'analyse des conséquences.

3^{ème} étape : Cas où l'ouvrage ne résiste pas à l'action sismique

Il s'agit dans cette étape de définir les endroits où, compte tenu des contraintes d'exploitation, d'occupation des locaux, etc., on peut introduire des éléments de confortement avec, a priori, des dimensions suffisantes. Il faut donc, dans cette étape, pouvoir conclure sur la possibilité ou non du renforcement.

S'il est presque toujours nécessaire de renforcer la structure elle-même, il peut dans certains cas, être également nécessaire de renforcer ses fondations. Il y a lieu d'effectuer la vérification des fondations existantes et de déterminer les renforcements à adapter pour reprendre les sollicitations sismiques.

4^{ème} étape : Nouveau calcul intégrant les éléments de renforcement

Dans cette étape, il faut bâtir un modèle plus détaillé intégrant les renforcements définis dans la 3^{ème} étape et éventuellement quelques affaiblissements des éléments sur-sollicités et non indispensables à la stabilité de l'ouvrage.

En effet, on doit considérer l'ensemble des éléments de la structure ainsi que les renforcements, comme un système intégré se comportant comme tel, mais par ailleurs il faut tenir compte :

- ◆ de la façon dont sont réunis les éléments et des conséquences que peut avoir la défaillance d'un élément sur le comportement de toute la structure.
- ◆ de ce que les renforcements ne modifient pas de manière profonde la réponse dynamique de l'ouvrage, car autrement on risquerait la sur-sollicitation de certains éléments existants non renforcés.

En cas d'affaiblissement important du modèle statique, il faut revalider le modèle dynamique (3^{ème} étape) pour s'assurer que la réponse de la structure est conforme aux hypothèses initiales.

Il faut donc, dans cette étape, disposer des hypothèses et des documents plus fiables que ceux utilisés dans la première étape :

- ◆ Choix définitif du niveau de l'action sismique.
- ◆ Validation des caractéristiques dynamiques du sol (par des essais in situ, si nécessaire).

Dans le cas où les données de sol ne sont pas disponibles, il faut prévoir une campagne de reconnaissance : définition du cahier de charge de reconnaissance de sols, examen et commentaires du rapport de reconnaissance de sols.

- ◆ Introduction dans les plans de coffrage des renforcements et des différentes modifications effectuées depuis la construction du bâtiment.
- ◆ Validation des solutions de renforcement par le Maître d'Ouvrage, du point de vue de la faisabilité vis-à-vis des contraintes d'exploitation.
- ◆ Confirmer la validité des plans de ferrailage, par des sondages et par des contrôles non destructifs de la position et du diamètre des armatures, ceci nécessite l'utilisation d'un profomètre.
- ◆ Détermination des caractéristiques réelles du béton par l'utilisation de l'ultrason ou quand cela est possible par prélèvement de carottes.
- ◆ Vérification de la suffisance des renforcements envisagés et proposition de renforcements supplémentaires si nécessaires : études du comportement de l'ouvrage avec les renforcements.

En conclusion de cette étape, deux situations peuvent se présenter :

- L'ensemble de la structure présente une résistance convenable à l'action sismique ; savoir si le bâtiment renforcé pourra atteindre le même niveau de protection que celui exigé pour un bâtiment neuf.

- Quelques parties du bâtiment présentent encore des insuffisances, on procède aux étapes suivantes (5 et 6).

5^{ème} étape : En cas de persistance de certaines insuffisances

Il s'agit de compléter les éléments de confortement proposés en 3^{ème} étape de sorte à combler les insuffisances détectées en 4^{ème} étape. On peut noter que probablement plusieurs itérations seront nécessaires, de façon à aboutir à un renforcement qui permet de respecter les exigences de comportement préalablement définies.

6^{ème} étape : Nouveau calcul avec la disposition finale des renforcements

Le modèle tient compte des renforcements décidés en 5^{ème} étape et il peut être encore amélioré. Il est conseillé de prévoir, à ce stade de calculs, en plus des résultats habituels : les efforts par éléments ou par groupe d'éléments de contreventement, les efforts globaux par niveau. Ces résultats complémentaires sont d'une aide indispensable pour le choix définitif des renforcements.

7^{ème} étape : Projet d'exécution

On procède à l'analyse détaillée de tous les éléments de façon à restituer à l'ouvrage les caractéristiques de résistance fixées par les spécifications. Il s'agit dans cette phase de définir avec l'entreprise retenue, la méthodologie de la mise en œuvre et le suivi de la mise en application des renforcements.

IV.2. ANALYSE DES CONSEQUENCES DU DIAGNOSTIC

Les problèmes rencontrés dans le bâtiment sont si nombreux et si variés que, chaque cas est un cas d'espèce. Seul, un expert peut déterminer le mode de réparation ou de renforcement en fonction du problème posé. Il apparaît que, dans ce domaine, rien ne pourra remplacer l'intervention du spécialiste.

Il aura à prouver la faisabilité technique et économique des différentes solutions de renforcement en indiquant pour chacune d'elles, les avantages et les inconvénients (difficultés techniques, durée et phasage d'intervention, gêne d'exploitation) qui pourraient soulever les questions suivantes :

- ♦ y a-t-il lieu de renforcer, soit autrement exprimé, est ce que la mise en œuvre du projet de renforcement permet de satisfaire les objectifs fixés ?
- ♦ sur quels éléments doivent porter les interventions ?
- ♦ quelles techniques utiliser ?

◆ quel est le coût de l'investissement correspondant à chaque solution ?

Il faut aussi s'interroger sur les problèmes posés par la concomitance des travaux de renforcement et l'existence d'une certaine activité :

⇒ Est ce que les occupants peuvent rester sur place ou il faudra assurer leur relogement provisoire ?

⇒ Est ce que le processus de fabrication devra être interrompu ?

⇒ Peut-on, dans un bâtiment commercial, commencer partiellement les travaux de renforcement tout en autorisant l'accès du public ?

En quelque sorte, il s'agit d'une analyse enquête menée par des spécialistes en génie civil, en équipement (dans le cas de bâtiments industriel) avec la participation de l'utilisateur, qui auront pour tâche de fournir au maître d'ouvrage un ensemble d'éléments de décision comportant les réponses aux questions suivantes :

◆ Dans quelles conditions l'ouvrage est-il renforçable ou réparable ?

Pour faire le choix du type de renforcement avec les justifications techniques et économiques correspondantes, il faut trouver un compromis entre le savoir technique et le pouvoir économique.

De point de vue technique et en général, on dispose de deux moyens de renforcement :

⇒ adjonction de matière, pouvant dans certains cas être différente de celle des constituants originaux de la structure,

⇒ création de forces extérieures appliquées à la structure, le plus souvent par les moyens de la précontrainte.

L'aspect économique du renforcement est assez simple : après l'analyse des conséquences, le projet de renforcement peut être complètement défini et conduit au processus de décision :

⇒ le renforcement est possible : OUI ou NON

⇒ si oui, son coût est-il acceptable ?

Il reste évidemment à apprécier si le coût estimé, éventuellement majoré pour tenir compte des mauvaises surprises souvent possibles dans une telle circonstance, est acceptable, notamment par comparaison avec le coût de construction d'un nouvel ouvrage.

D'où la deuxième question :

◆ Ne vaut-il pas mieux démolir et reconstruire ?

En cas d'impossibilités techniques, ou pour des raisons économiques, la démolition pourrait être la seule solution à retenir. Cependant, certains ouvrages présentent un

héritage culturel dont l'identité sera complètement effacée par la démolition, même si la reconstruction respecte l'aspect architectural d'origine.

On peut même choisir une solution intermédiaire d'attente, d'où la question suivante :

◆ L'opération de renforcement ne pourrait-elle pas être différée provisoirement ?

Par exemple, dans le cas de bâtiments industriels, différer le renforcement jusqu'au prochain remplacement de l'équipement. Pour les établissements scolaires le renforcement pourrait être fait pendant les grandes vacances et étalé sur plusieurs années.

Si ces options sont retenues il faut analyser le risque et ses conséquences :

◆ Que peut-il arriver ? Que peut-on accepter ?

Il faut analyser le risque, examiner l'étendue des dommages prévisibles et faire le bilan des conséquences : perte en vies humaines, arrêt d'exploitation, extension des dommages à l'environnement, etc.

IV.3. COMPORTEMENT SISMIQUES DES BATIMENTS ET CAUSES DES DESORDRES

Avant de procéder à l'analyse des dommages et la proposition des solutions de confortement d'une structure, il faut connaître les causes des désordres induits au niveau des différents éléments de celle-ci.

Donc, on ne peut pas conclure que les éléments de la structure ont été endommagés pour une raison ou une autre si on ne connaît pas le chemin inverse c'est-à-dire : telle situation peut conduire à un tel résultat.

A partir d'une analyse de la structure, on peut prévoir le comportement de celle-ci face à une excitation sismique, c'est-à-dire que les zones où les désordres peuvent avoir lieu seront localisées ; ceci va permettre de prendre la décision d'effectuer une opération de confortement des éléments concernés, donc :

Les désordres pouvant être constatés au niveau des différents éléments de la structure sont dus à certaines dispositions de ces derniers ; pour cela, on peut classer les causes des dommages en deux catégories.

IV.3.1. Pour l'ensemble de la structure

La forme des bâtiments et la répartition des différents éléments qui les constituent ont une incidence importante sur le comportement sous charges sismiques.

La recherche de la simplicité et d'une bonne régularité dans les formes, dans la répartition des masses et des éléments porteurs est un principe de base de bonne conception

parasismique permettant de limiter l'amplitude des déformations provoquées par les secousses et la concentration d'efforts sur certains éléments structuraux.

On explicite cette recherche en traitant successivement les aspects suivants :

a- Simplicité

Le comportement d'une structure simple est plus facile à comprendre et à calculer que le comportement d'une structure complexe. Le risque d'omettre un phénomène particulier, comme une interaction entre parties de raideurs différentes ou un cumul d'effets différents entre ces parties, est faible. De plus, cette simplicité de l'ensemble concourt à la simplicité des détails.

b- Continuité

Toute discontinuité dans le dessin d'une structure conduit à une concentration de contraintes et de déformations. Le comportement non homogène d'une structure présentant des discontinuités majeures est toujours source de problème, car il rend délicat le calcul de la structure dans son ensemble et difficile le dessin correct des nœuds cruciaux où doivent se produire les grandes déformations.

Sans attention particulière, toute discontinuité structurale entraîne la présence de zones de raideur différente ; les plus raides constituent des « points durs » qui concentrent les efforts, ce qui se traduit souvent par des dommages sismiques si aucun détail particulier n'a été dimensionné pour reprendre ces concentrations de contraintes.

La continuité structurale permet de répartir correctement les charges sismiques sur les éléments porteurs et d'optimiser le comportement dynamique de la structure [10].

Le principe de continuité a un impact sur le dessin d'ensemble des structures, ce qui est explicité dans les principes (c) et (d).

c- Symétrie en plan

Dans la vue en plan d'un bâtiment, les principes de simplicité et de continuité se traduisent par le choix de formes symétriques telles que celles représentées à la Figure I.3.

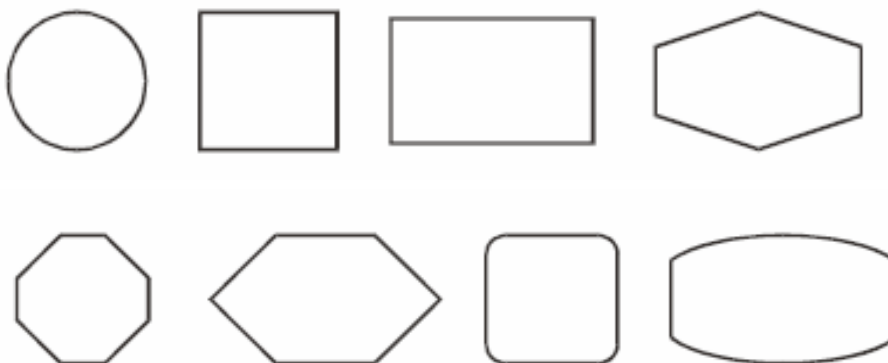


Figure I.3. Formes favorables : plans simples à au moins 2 axes de symétrie.

La symétrie du plan selon deux axes tend à réduire notablement la torsion d'axe vertical. La sollicitation de torsion des bâtiments en forme de L, T, U, V ou Z est très supérieure à celle des bâtiments symétriques et compacts. A la jonction des ailes, des concentrations de contraintes très importantes sont inévitables étant donné la différence de rigidité des ailes dans une direction donnée. Pour un bâtiment en L par exemple, la partie du bâtiment ayant une dimension plus faible est plus flexible que la partie voisine et se déforme d'avantage sous l'action des forces horizontales ; elle oscille autour de la zone plus rigide (voir Figures I.4 et I.5).

Les angles rentrants sont susceptibles d'être le siège de concentrations de contraintes et doivent être évités. On doit donc rechercher des plans symétriques simples ou découper les plans symétriques complexes par des joints parasismiques (voir Figure I.9).

Il convient de faire remarquer que l'effet favorable de la symétrie géométrique architecturale peut être entièrement annulé par une asymétrie du système porteur. Dans la construction courante, les systèmes porteurs asymétriques sont fréquents. Dans ce cas, le centre des masses par lequel passe la résultante des charges sismiques sera décalé du centre des raideurs, et la construction sera soumise à une torsion d'axe vertical d'autant plus grande que les deux centres seront éloignés l'un de l'autre [10].

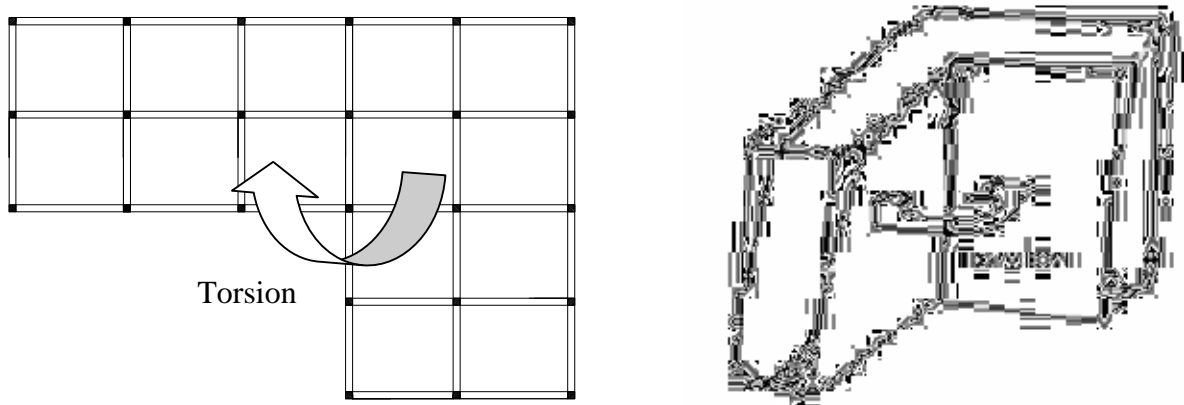


Figure I.4 .Influence de la forme du bâtiment.

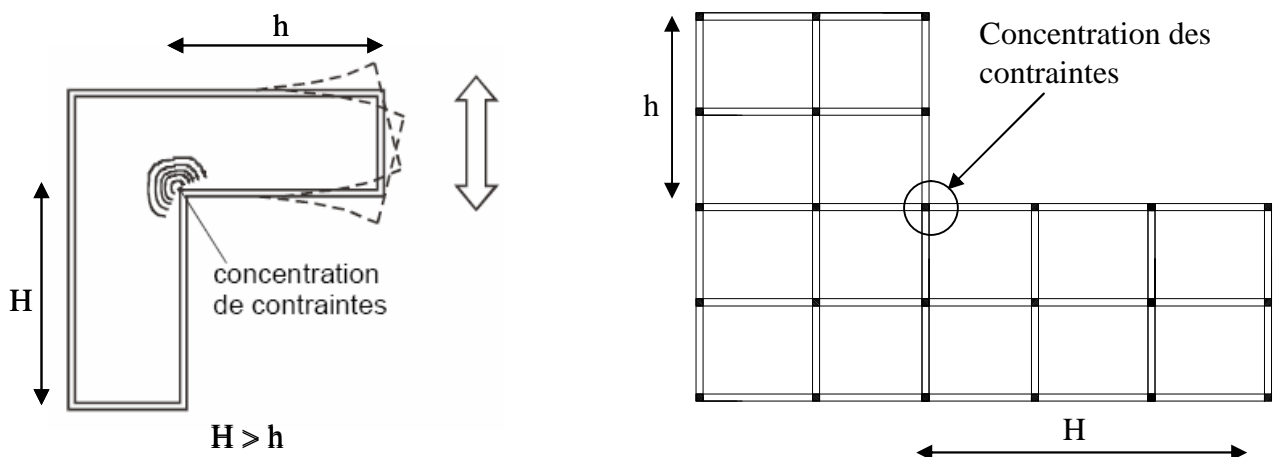


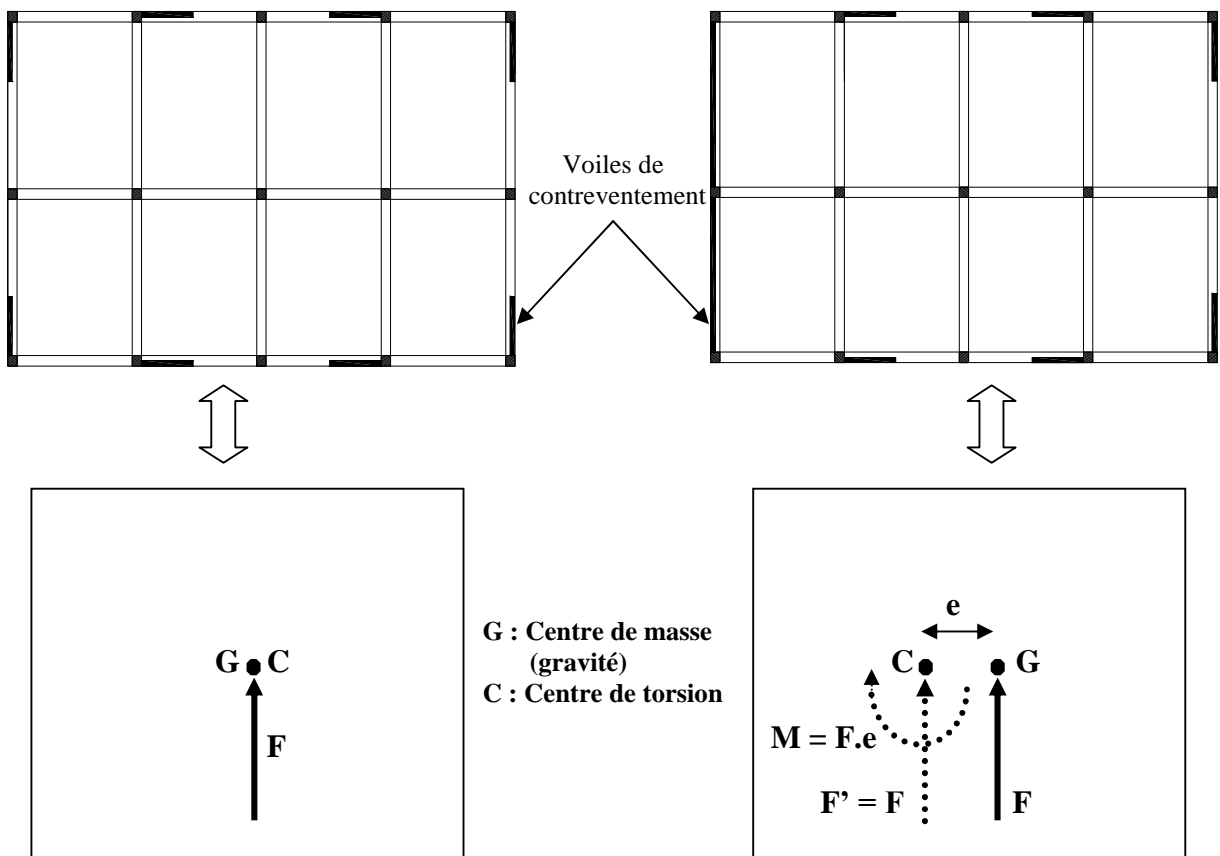
Figure I.5. Concentration de contraintes dans les angles rentrants.

La répartition symétrique ou quasi symétrique des éléments porteurs rigides, permettant que les centres de gravité et de rigidité de la construction soient rapprochés ou confondus, est par conséquent une caractéristique essentielle d'une bonne construction parasismique. Pour la structure donnée en figure I.6.a, le centre de masse est confondu avec le centre de torsion, la force horizontale n'aura qu'un effet de translation dans la direction de l'action appliquée à la structure, la résultante des forces horizontales est « F ».

Tandis que pour le cas donné en figure I.6.b, on constate que le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, l'effet de l'action horizontale sera donc par ses deux composantes : une force horizontale « F » et un moment de torsion par rapport à un axe vertical passant par le centre de torsion, sa valeur est donnée par $M = F.e$.

e : l'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion

$$\begin{cases} e_x = X_c - X_g \\ e_y = Y_c - Y_g \end{cases}$$



a- Centres de masse et de torsion confondus.

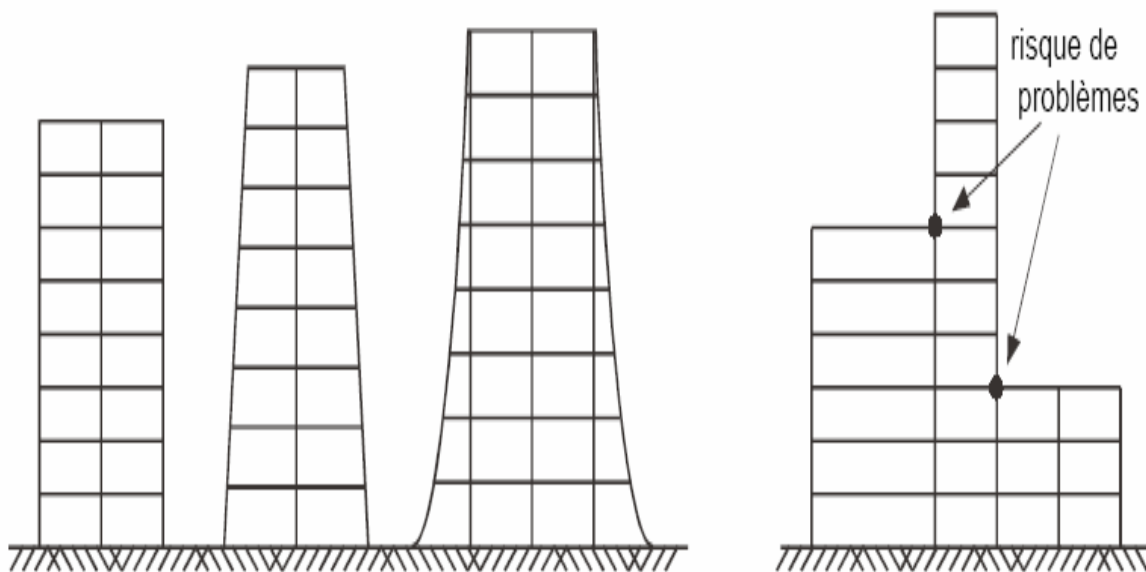
b- Centres de masse et de torsion décalés.

Figure I.6. Effet de l'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion.

d- Symétrie et régularité en élévation

Les avantages des formes symétriques et les problèmes introduits par les configurations complexes des bâtiments se retrouvent aussi en élévation : concentrations de contraintes aux angles rentrants dues aux oscillations différentielles entre parties de volume ou hauteur différentes dans le bâtiment.

Le principe de simplicité se traduira par un aspect aussi régulier que possible, sans variation brusque de section. De telles variations conduisent nécessairement à l'existence de différentes parties vivant chacune leur vie propre lors d'un séisme, avec des problèmes particuliers à la jonction des différentes parties [10].



Structures régulières en élévation.

Structures irrégulières en élévation.

Figure I.7. Application du principe de simplicité et continuité aux plans d'élévation [10].

e- Distribution rationnelle des masses

Les constructions légères sont plus favorables que les structures lourdes, parce que les charges sismiques sont proportionnelles au poids de la structure ($F = K.W$).

W : le poids de la structure calculé selon le règlement parasismique.

K : Coefficient obtenu en tenant compte des différents paramètres intervenants dans le calcul de l'action sismique.

Lorsque c'est possible, il convient d'éviter de concentrer les poids morts de service dans des zones de la structure où leur mise en mouvement va entraîner la naissance de forces considérables, de flexion ou de torsion.

Pour les problèmes de flexion, la hauteur d'un bâtiment n'est pas un facteur défavorable en soi. Par contre, pour un bâtiment de hauteur donnée, on devrait rechercher la position la plus basse possible du centre de gravité, par la présence d'étages enterrés, par des étages inférieurs en structure lourde et en plaçant les équipements les plus lourds aux niveaux les plus bas.

Pour les problèmes de torsion, les charges lourdes devraient être placées près du centre de torsion du bâtiment.

f- Niveaux flexibles

Les niveaux transparents sont très courants dans les bâtiments dans lequel le rez-de-chaussée est occupé par des commerces ou des parkings [17]. Ils sont cependant fortement déconseillés dans les zones sismiques car ils peuvent constituer des niveaux flexibles, dans lesquels se concentrent toutes les déformations de la structure [18] (Figure I.8).

La solution est de conférer à ces niveaux ouverts une rigidité comparable à celle des autres niveaux, par exemple par un contreventement en façade ou en découplant les allèges (dissociation des colonnes) et en permettant d'égaliser la hauteur libre des colonnes de la structure principale. Le code américain UBC 1994 limite la hauteur des bâtiments comportant un niveau flexible à un étage sur rez-de-chaussée et 9 m au-dessus du sol.

L'effet de niveau flexible peut être provoqué également par une inégalité significative des hauteurs d'étage (Figure I.8). Il est donc souhaitable de rigidifier les niveaux de hauteur plus importante pour que la construction ait une rigidité régulière sur toute la hauteur.

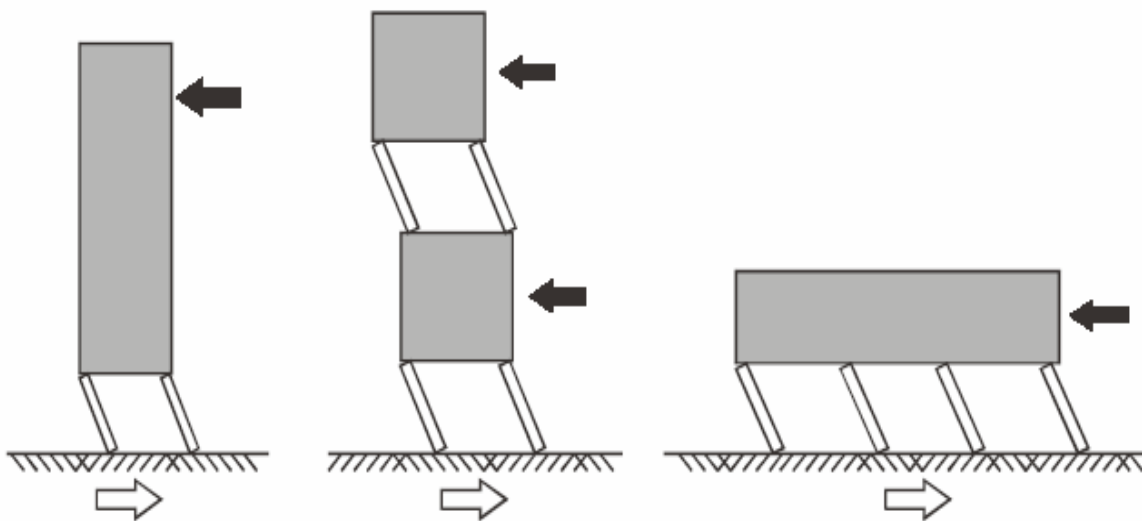
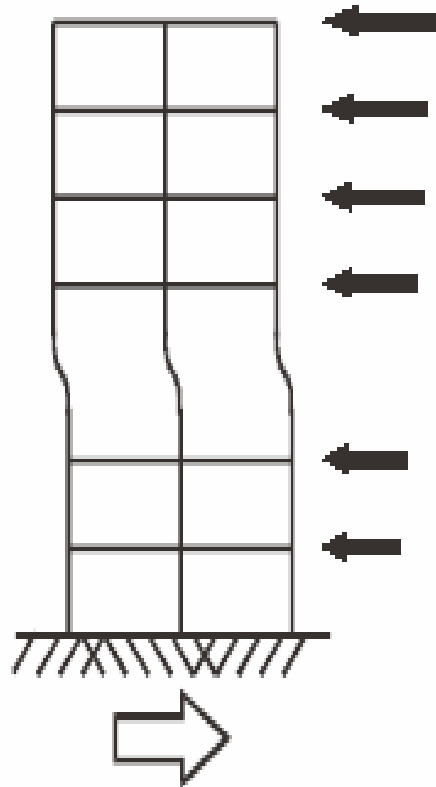


Figure I.8. Bâtiments avec niveaux transparents. Lorsque les niveaux transparents sont plus flexibles que les autres niveaux, les colonnes de ces niveaux subissent de grandes déformations qui peuvent provoquer la ruine du bâtiment (soft floor).



*Figure I.9. Bâtiment avec un niveau de plus grande hauteur que les autres niveaux.
Sans précaution, la flexibilité du niveau de plus grande hauteur peut entraîner la ruine de l'étage (soft floor).*

g- Homogénéité – partition en sous structures

Dans le cas général, le système porteur devrait être homogène dans chaque bâtiment. Si les bâtiments sont fractionnés en unités par des joints parasismiques, le système porteur peut varier d'une unité à l'autre, mais devrait rester homogène dans chacune d'elles. En effet, chaque système a un comportement dynamique propre.

Lorsque deux systèmes ayant des raideurs différentes sont liés, il en résulte des concentrations de contraintes préjudiciables dans les éléments de liaison.

Les bâtiments dissymétriques ou trop complexes peuvent être fractionnés par des joints dits parasismiques, qui désolidarisent mécaniquement les divers blocs et permettent qu'ils oscillent librement sans collision (Figure I.10). L'exécution de tels joints n'est pas sans difficulté, car ils doivent être assez larges pour éviter le martèlement entre blocs.

C'est aussi une solution coûteuse, qu'on ne doit pas rechercher a priori, surtout pour un bâtiment élevé où le joint doit être réalisé sur toute la hauteur.

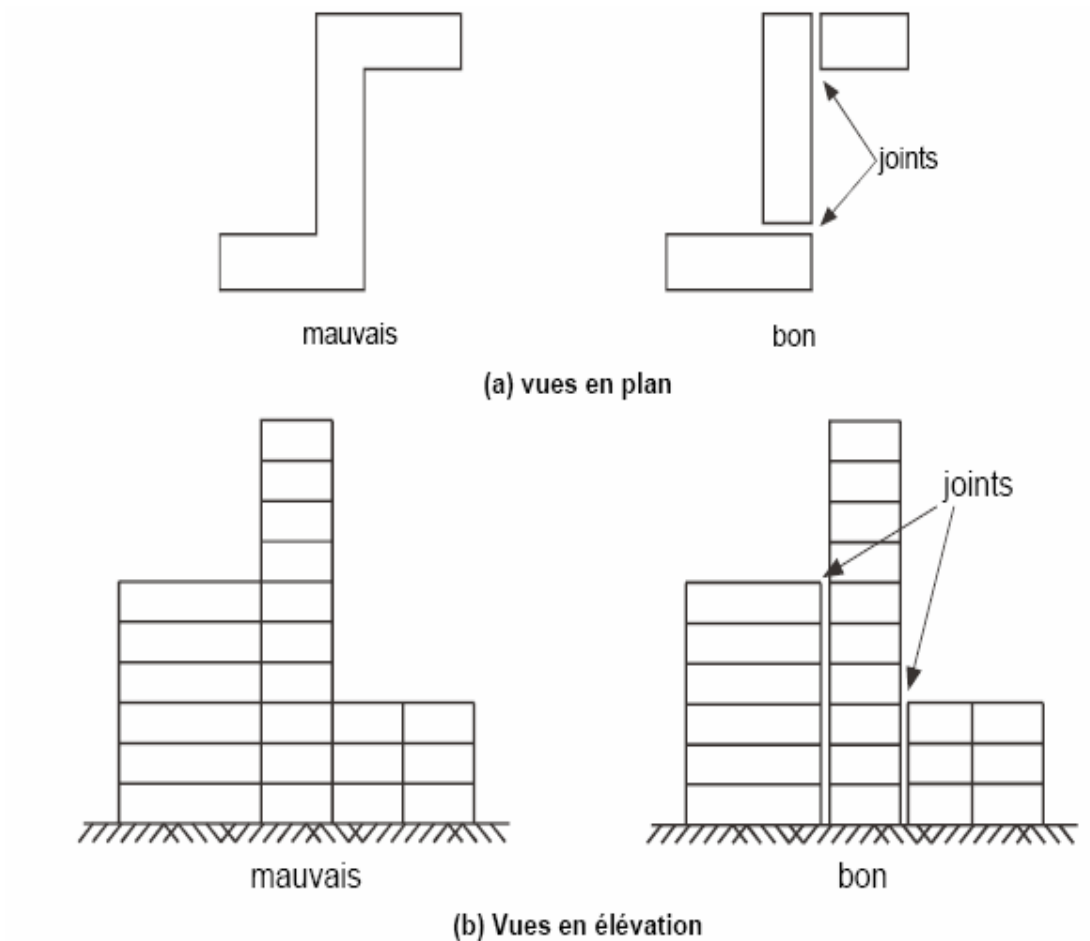


Figure I.10. Fractionnement des bâtiments par des joints sismiques [10].

h- Hyperstaticité et monolithisme – continuité

L’hyperstaticité, c’est-à-dire le fait que les éléments porteurs en excès par rapport à ce qui est strictement nécessaire, augmente la résistance d’un bâtiment aux séismes, car en général la rupture des éléments redondants n’entraîne pas l’effondrement du bâtiment. En revanche, les structures isostatiques deviennent instables dès la rupture d’un élément porteur [16].

Le monolithisme d’une structure croît avec l’efficacité de ses liaisons. Il favorise la continuité mécanique entre les différents éléments porteurs de l’ouvrage, ce qui est favorable.

Dans la figure ci après, l’atteinte de la capacité portante en travée de la poutre intermédiaire se traduit par la redistribution des efforts. Les zones d’appuis viennent en secours de la partie la plus sollicitée, ce qui permet de faire participer l’ensemble des sections à travers le portique pour la reprise des sollicitations.

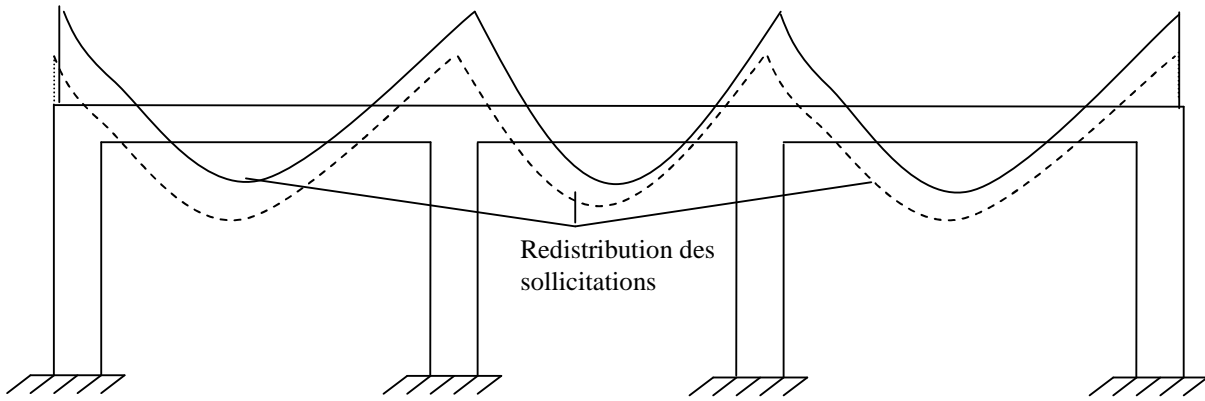


Figure I.11. Système hyperstatique formé par des poutres et des poteaux.

IV.3.2. Pour un élément particulier de la structure

a- Remplissage des cadres par de la maçonnerie

Qu'ils soient pris en compte ou non dans les justifications de résistance aux efforts sismiques, les panneaux de remplissage en maçonnerie développent, suivant leurs diagonales dans un sens puis dans l'autre, des bielles actives fonctionnant en compression et constituant avec l'ossature un système triangulé. Les conséquences de la présence de panneaux de remplissage dans un bâtiment comportant des portiques en béton armé peuvent se résumer sous deux aspects :

✓ Interaction panneau - poteaux dans le plan du portique

Si l'on considère un panneau soumis à des forces agissant parallèlement à son plan, ce panneau a tendance à se déformer en parallélogramme. Il se découpe alors dans la maçonnerie une diagonale active comprimée et une diagonale active tendue ; cette dernière cède en donnant lieu à une fissure diagonale. Lorsque les effets s'inversent, c'est au tour de l'autre diagonale de céder et on retrouve la classique fissuration en X.

✓ Sollicitation des poteaux d'angle

Formation concomitante des bielles de compression dans la façade et dans le pignon situés de part et d'autre de l'angle du bâtiment qui a pour conséquence un délestage plus important du poteau. La simplification consistant à supposer que l'action sismique s'exerce seulement dans une direction horizontale puis dans la direction perpendiculaire n'est pas acceptable, surtout pour la vérification à l'effort tranchant des poteaux situés à l'intersection de deux panneaux rectangulaires (voir figure I.12). Les poteaux d'angle sont les plus vulnérables :

- Parce qu'ils reçoivent le cisaillement dans les deux directions horizontales, même si les deux efforts tranchants n'atteignent pas en même temps leur valeur maximale.

- Parce qu'ils ne reçoivent comme charge verticale que le poids d'un quart de travée, alors que la poussée de la bielle qu'ils ont à équilibrer est celle qui correspond à une travée complète [23].

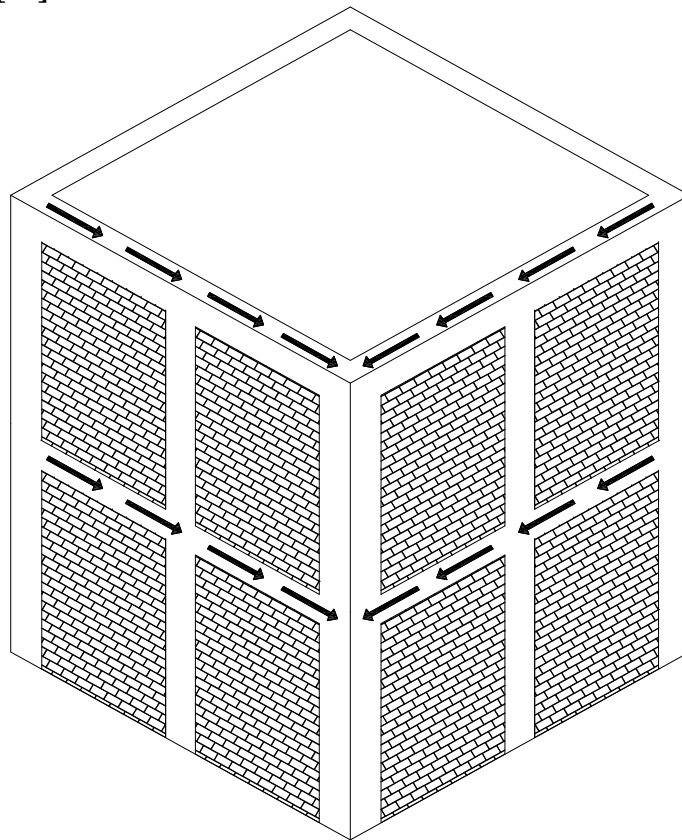


Figure I.12. Sollicitations dans un poteau d'angle.

La destruction des poteaux d'angle entraîne celle des poteaux des pignons ; ceci se fait par la sursollicitation de ces derniers, les étages supérieurs vont être détruits, ce qui entraîne la destruction des étages sous-jacents, comme montré en figure I.13.

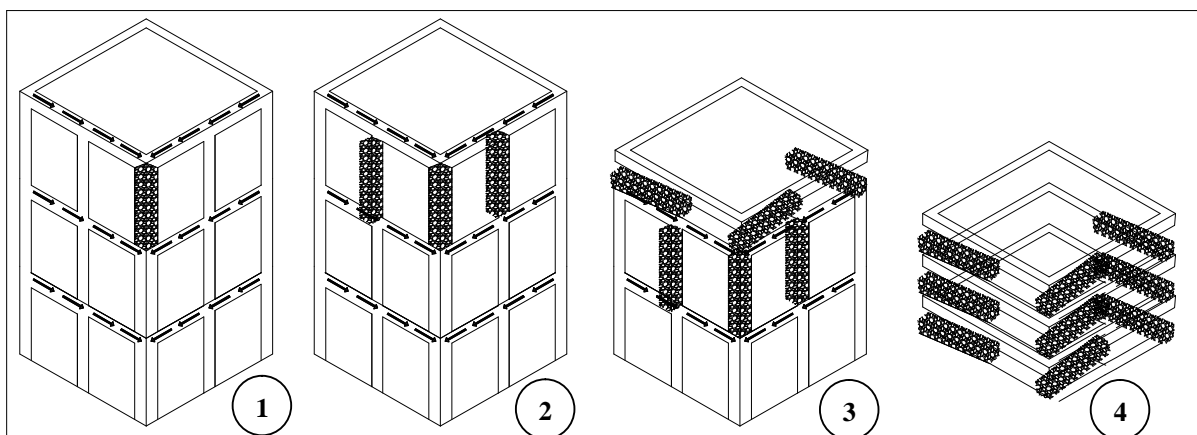


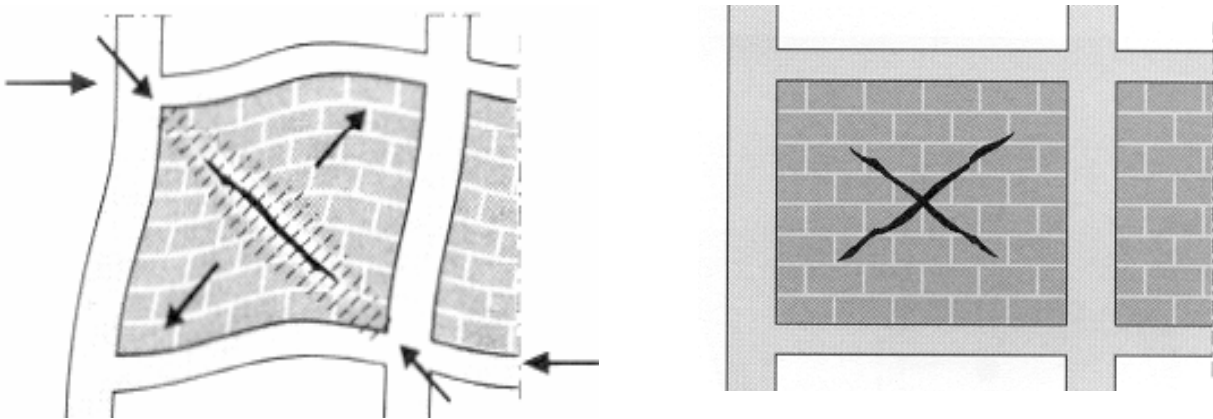
Figure I.13. Processus d'effondrement d'un bâtiment suite à la rupture d'un poteau d'angle.

Dans bon nombre de ruptures, les jonctions (nœuds) poteaux-poutre sont restées pratiquement indemnes, ce qui démontre que le portique n'a pas eu l'occasion de fonctionner en tant que tel. En fait, l'effondrement se produit prématurément, bien avant que les oscillations latérales dues à l'action sismique n'aient atteint l'amplitude voulue. Ceci est attribué à la rupture fragile des poteaux encadrant les panneaux de maçonnerie.

Dans d'autres cas, les panneaux en maçonnerie au rez-de-chaussée, ont agi comme des «fusibles» avec un comportement des étages relativement bon. Ceci se produit surtout pour la maçonnerie excentrée par rapport au cadre formé par les poutres et les poteaux.

Enfin, il est important de souligner que la destruction d'un panneau se traduit inévitablement par la « surcharge » des panneaux restant, avec le risque de rupture en «chaîne».

Il est donc raisonnable d'envisager la situation créée dans ce type de structures par la disparition d'un ou plusieurs panneaux.



Sous l'action sismique formation d'une diagonale comprimée et d'une diagonale tendue

Après séisme, si le portique (poteaux et poutres) a été calculé et réalisé suivant les règles parasismiques, le panneau en maçonnerie se trouve avec une fissuration en X.

Figure 1.14. Remplissage des cadres par de la maçonnerie [7].

b. Colonnes courtes

Pour mieux se rendre compte du fonctionnement en poteau court, considérons deux poteaux de longueur L et 2L.

Si le module d'élasticité E et l'inertie I sont identiques pour les deux poteaux, la répartition de la force horizontale se fera proportionnellement aux rigidités:

$$K_L = \frac{12EI}{L^3} \quad \text{et} \quad K_{2L} = \frac{12EI}{(2L)^3}$$

On sais que : $F = K.\Delta$

Δ : déplacement horizontal de l'élément.

K : rigidité aux forces latérales.

F : effort correspondant au déplacement Δ .

Les deux poteaux vont subir le même déplacement horizontal « Δ ».

Pour le poteau de longueur « L » :

$$F_L = K_L \cdot \Delta = \frac{12EI}{L^3} \cdot \Delta \Rightarrow \Delta = \frac{F_L \cdot L^3}{12EI} \dots\dots\dots(1)$$

Pour le poteau de longueur « 2L » :

$$F_{2L} = K_{2L} \cdot \Delta = \frac{12EI}{(2L)^3} \cdot \Delta \Rightarrow \Delta = \frac{F_{2L} \cdot (2L)^3}{12EI} \dots\dots\dots(2)$$

A partir de (1) et (2), on aura :

$$\frac{F_L \cdot L^3}{12EI} = \frac{F_{2L} \cdot (2L)^3}{12EI} \Rightarrow F_L = 8 \cdot F_{2L}$$

Donc, le poteau court de longueur L va prendre une charge de 8 fois supérieure au poteau de longueur 2L (voir figure I.15).

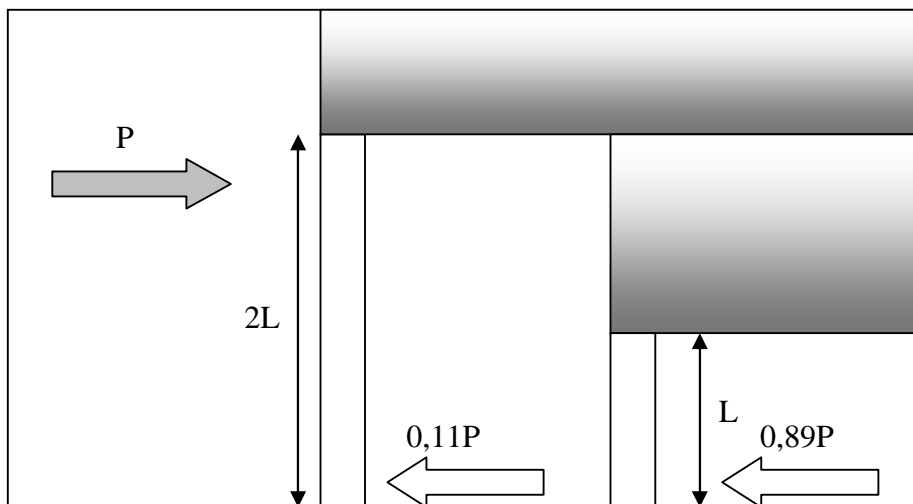


Figure I.15. Répartition de l'effort tranchant entre un poteau de longueur L et un poteau de longueur 2L.

c- Remplissage partiel dans les cadres.

La longueur de l'élément se trouve diminuée par :

- La mise en place d'allèges préfabriqués ou d'un remplissage partiel de la maçonnerie placées symétriquement - ou dissymétriquement – par rapport au poteau [18].
- L'exécution des ouvertures dans un panneau de maçonnerie plein à l'origine.

Dans les deux cas cités, la maçonnerie empêche le poteau de se déplacer et constitue en effet un appui intermédiaire. Dans ce cas, le poteau malgré qu'il soit bien conçu sera sollicité par un effort tranchant plus important que celui au quel il a été calculé [33].

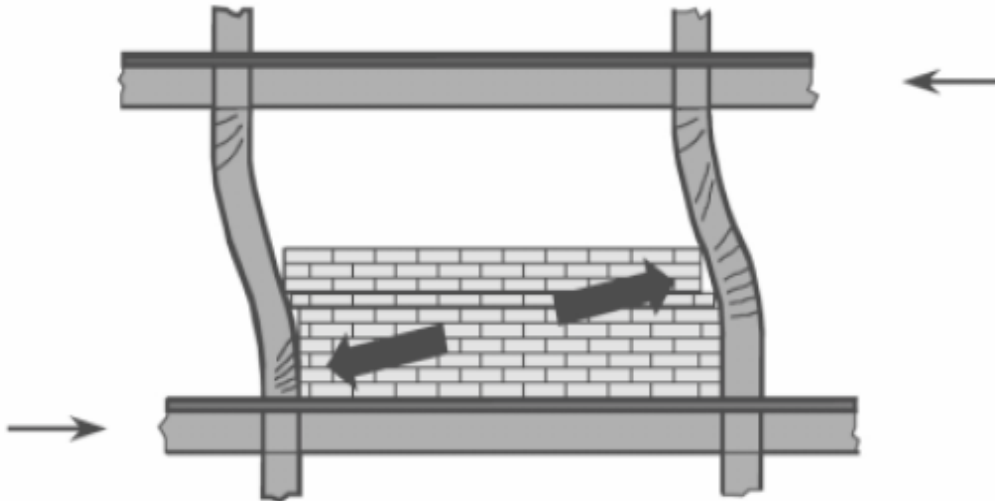


Figure I.16. Remplissage partiel des cadres par de la maçonnerie.

d- Formation des rotules plastiques dans les poteaux

Les structures en béton armé sont conçues comme résistant à l'action sismique surtout grâce à une capacité considérable de dissipation d'énergie induite par déformation plastique, les ruptures fragiles (par rupture du béton des zones comprimées, par défaillance des zones soumises aux efforts tranchants) étant soigneusement évitées.

Cette conception est très clairement visible dans le cas des structures en portique. La dissipation d'énergie se fait par une déformation importante dans les zones critiques des éléments en béton armé, qui doivent être confinés pour éviter la dégradation.

La dégradation de poteaux courant souples se produit surtout aux extrémités en fonction de l'importance de l'effort tranchant et selon le processus suivant :

- Fissures horizontales situées près du niveau d'arrêt de bétonnage, dont la reprise a été mal exécutée.
- Fissures horizontales dues à l'allongement des armatures longitudinales.
- Fissures en « X » accompagnées par la dislocation du béton d'enrobage.
- Dislocation totale du béton dans les zones d'extrémités ; flambage des armatures longitudinales du à l'insuffisance des armatures transversales.

L'idéal est que la rotule plastique se forme au niveau de la poutre concourant au nœud [32]; pour cela, le poteau doit être plus rigide que la poutre, contrairement à la pratique courante dans l'industrie de la construction en Algérie [28] et [30].

V. TECHNIQUES DE RENFORCEMENT

Le renforcement regroupe l'ensemble des dispositions susceptibles de diminuer la vulnérabilité d'un bâtiment au séisme ou à une action non prise en compte lors de la conception. Ces dispositions relèvent d'une étude détaillée des technologies de renforcement.

Selon le cas, les modes de renforcement ou les moyens de réparation diffèrent sensiblement :

- ◆ Renforcement d'une structure par la création d'une ossature complémentaire (béton armé ou charpente métallique) destinée à se substituer, en partie ou en totalité, à l'ouvrage déficient pour le transfert des efforts sismiques.
- ◆ Renforcement des éléments structuraux par la reconstitution et/ou l'adjonction de certains éléments ou par l'utilisation de la fibre de carbone ou d'autres matières.
- ◆ Réduction de l'action sismique par l'interposition des isolateurs au niveau de la base.
- ◆ Utilisation concomitante de plusieurs renforcements à choisir parmi ceux décrit ci-après.

V.1. RENFORCEMENT A L'AIDE D'UNE NOUVELLE CONSTRUCTION

V.1.1. Description

Réalisation d'une nouvelle construction ou partie de construction à l'extérieur du bâtiment existant à renforcer. Le bâtiment existant est relié (principe de « tuteurage ») à la partie nouvellement construite [7] (figure I.17).

Le bâtiment existant reprend une partie des sollicitations, l'autre partie est reprise par le nouvelle structure, cette dernière doit être bien reliée à la structure existante afin d'assurer la transmission des efforts entre les deux.

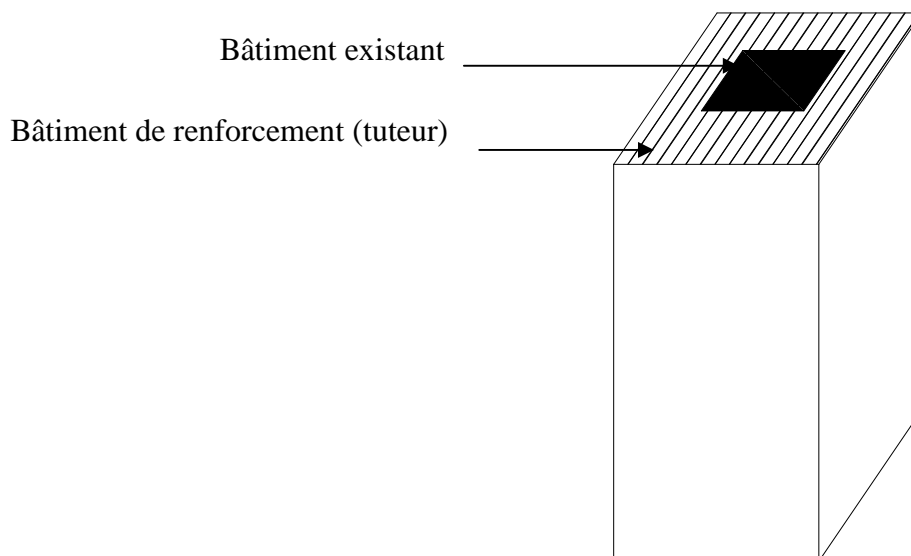


Figure I.17. Principe du renforcement par tuteurage.

V.1.2. Utilisation

- ◆ Extension des bâtiments existants par juxtaposition sans joints.
- ◆ Surélévations importantes nécessitant une structure de reprise sur toute la hauteur du bâtiment existant.
- ◆ Occupation du bâtiment existant (hôpitaux, industries, habitations, etc.) limitant ou interdisant tout renforcement à l'intérieur ; dans cette situation l'utilisation des contreforts extérieurs, en béton armé, constitue la solution la plus judicieuse.

V.1.3. Recommandations

- ◆ Le nouveau bâtiment (tuteur) ou les contreforts doivent être étudiés pour transmettre leur propre charge sismique à laquelle on ajoute celle du bâtiment existant.
- ◆ Les fondations de la nouvelle construction seront aussi conçues pour l'ensemble des efforts sismiques, y compris ceux de l'existant.
- ◆ Ne pas sous-estimer l'importance des efforts à transmettre, qui définit le type de liaison entre le nouveau et l'existant : (a) ancrages de longueurs suffisantes dans les planchers existants, (b) exécution d'une nouvelle dalle solidarifiée avec la dalle existante, (c) câbles précontraints prévus au droit des planchers.
- ◆ Les planchers existants doivent être vérifiés aux nouveaux efforts appliqués,
- ◆ Si les planchers - terrasse sont au même niveau, on peut envisager d'exécuter une dalle sur l'ensemble des bâtiments existants et nouveaux. Dans ce cas une attention particulière sera portée aux problèmes posés par les variations climatiques.
- ◆ Si l'on dispose des noyaux en béton armé, on peut à travers une structure rigide disposée en terrasse, intéresser les façades, éventuellement renforcées (figure I.18).

1. Bâtiment existant.
2. Noyau existant en béton armé.
3. Voiles de renforcement placées en façades.
4. Plancher en béton armé.

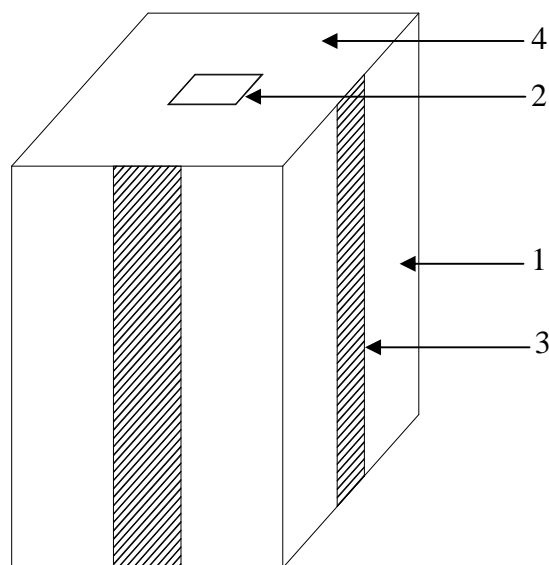


Figure I.18. Renforcement d'une structure comportant un noyau en béton armé.

V.1.4. Commentaires

Cette technique permet de renforcer un bâtiment existant sans bloquer l'occupation de ce dernier. A la fin de l'opération, on se retrouve avec deux projets réalisés : un renforcement et une construction d'une nouvelle structure sous forme d'une extension de l'originale. Le coût qui apparaît au début très important comparé à celui prévu en adoptant une autre méthode est en réalité la somme des montants des deux projets.

Cependant, l'utilisation de ce mode de réparation nécessite une étude approfondie des caractéristiques de la structure existante, ce qui demande l'intervention d'un personnel spécialisé dans le domaine de l'expertise et de la réparation.

En plus, la réalisation de ce projet exige une main d'œuvre de haute qualité, malheureusement, ceci n'est pas toujours le cas ; on risque alors de soumettre le bâtiment en question à des efforts très importants dus au entrechoquement avec celui de renforcement si les deux sont mal connectés. D'autre part, la réalisation d'une nouvelle construction autour de celle existante entraîne la modification de l'aspect architectural suivant lequel a été conçue et parfois l'extension du bâtiment en question n'est pas une première préoccupation, ce qui amène le maître d'ouvrage à opter pour une autre technique.

V.2. RENFORCEMENT PAR VOILES EN BETON ARME

V.2.1. Description

Introduction des voiles en béton armé sur toute la hauteur, à l'intérieur ou à l'extérieur du bâtiment. Le renforcement par l'exécution en béton projeté d'un voile extérieur périmétral, ou corsetage, confère au bâtiment une excellente résistance et évite des travaux de gros œuvre à l'intérieur [11].

D'une manière générale, par la présence de nombreux points de liaisons, le système de renforcement par voiles en béton armé permet une transmission plus efficace (continue) des efforts horizontaux de la structure existante à la nouvelle structure.

V.2.2. Utilisation

- ◆ Renforcements de bâtiments à portiques en béton armé ou en charpente métallique, difficilement renforçable autrement.
- ◆ Pour les bâtiments à murs porteurs en maçonnerie (pierres, briques, blocs de béton), envisager soit leur remplacement, soit leur doublage par un mur en béton armé.

V.2.3. Recommandations

- ◆ Vérifier les planchers pour s'assurer du transfert des efforts aux voiles. Si nécessaire exécuter une nouvelle dalle sur la dalle existante.
- ◆ Dans le cas où les voiles sont disposées à l'extérieur, recourir à des tirants précontraints pour améliorer le transfert des efforts d'origine sismique.
- ◆ Pour une meilleure prise en compte de la charge verticale dans la stabilité des murs, incorporer aux voiles les poteaux existants.
- ◆ Envisager éventuellement des fondations au droit des voiles nouvellement introduites.

V.2.4. Commentaires

Les voiles ont une rigidité très importante vis-à-vis des actions horizontales, leur insertion dans une structure en portiques réduits considérablement les sollicitations au niveau des éléments résistants de cette dernière, notamment celles dues au séisme, du fait que les actions sismiques sont distribuées proportionnellement aux rigidités.

On note aussi que la bonne disposition des refends réduit les effets de la torsion de l'ensemble de la structure même si celle-ci présente une forme irrégulière en plan.

Le renforcement par voiles en béton armé est la technique la plus utilisée en Algérie ; ceci est dû à l'efficacité du système de contreventement par voiles pour la reprise des efforts résultants d'une action sismique. En plus, la réalisation des voiles une opération relativement simple et non couteuse comparée à une autre technique telle que le renforcement par tissus en fibre de carbone.

La réalisation des voiles dans une structure existante n'est pas comme pour les structures en cours de construction, il faut s'assurer de la continuité entre les éléments existants et ceux introduits pour éviter un comportement de deux parties indépendantes. Pour cela, on préfère que l'insertion des voiles soit à l'intérieur des cadres formés par les portiques; ceci pose le problème de continuité des barres de ferrailage entre deux niveaux consécutifs. Pour parer à ce problème de continuité, la réalisation des voiles se fait comme suit :

- ✓ Préparer la partie de la poutre qui va être en contact avec le nouveau béton (piquage, bouchardage...). La préparation de la surface de contact entre la poutre (ou le poteau) et le voile de renforcement est une opération très importante. Celle-ci permet d'assurer une cohésion entre les parties existantes et celles ajoutées pour le renforcement.
- ✓ Réaliser des trous traversant toutes la hauteur de la poutre à l'aide d'une perceuse.
- ✓ Faire passer les armatures du niveau inférieur dans les trous, les barres doivent avoir une longueur suffisante pour permettre leur recouvrement.

- ✓ Coller les armatures au niveau des points de passage dans la poutre à l'aide de la résine.
- ✓ Pour s'assurer du comportement de l'ensemble des voiles avec les poteaux, connecter les armatures horizontales aux poteaux par la même procédure.
- ✓ Procéder au coffrage puis au coulage du béton.

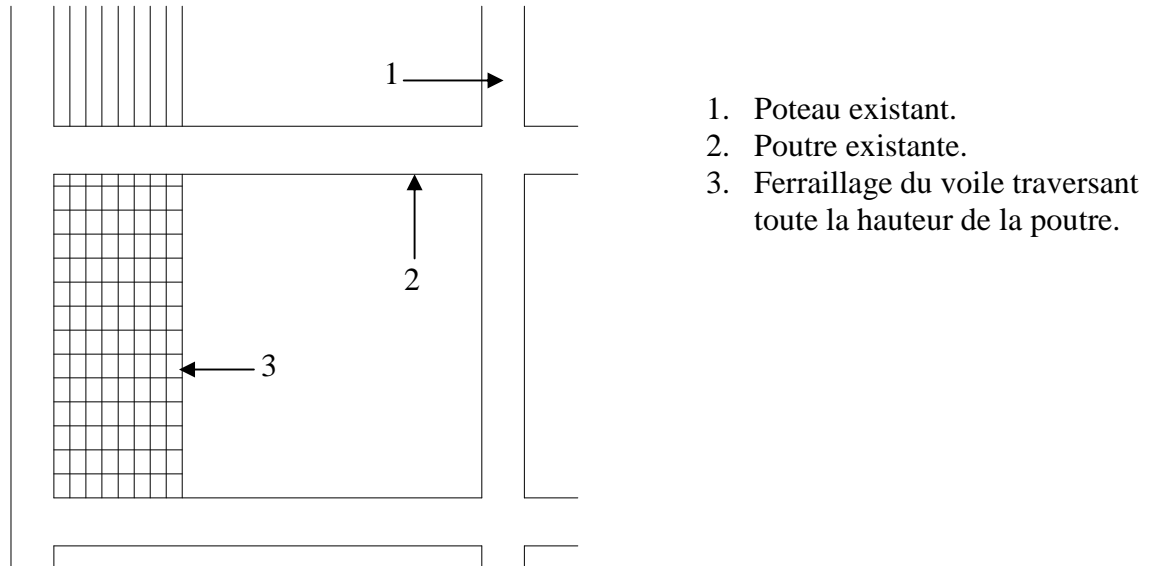


Figure I.19. Réalisation d'un voile en béton armé dans un portique existant.

V.3. RENFORCEMENT PAR PANNEAUX DE REMPLISSAGE

V.3.1. Description

Il s'agit d'un renforcement localisé des bâtiments à structure en portiques béton armé ou charpente métallique ou encore à murs porteurs, avec des éléments de panneaux en béton armé ou en blocs de béton. Pour améliorer la résistance au séisme on peut introduire des tirants légèrement précontraints dans un forage exécuté au préalable dans les murs en maçonnerie [7].

V.3.2. Utilisation

Ce procédé de renforcement n'est applicable qu'aux bâtiments ne dépassant pas trois niveaux. Les panneaux sont généralement implantés en discontinu, tant en plan qu'en élévation, là où l'absence d'ouvertures dans les murs le permet.

V.3.3. Recommandations

- ◆ Disposer au minimum deux panneaux par étage et par direction.
- ◆ Dans le cas de structures en portiques, disposer un nombre suffisant de panneaux pour éviter la mise en traction des poteaux ou le dépassement de la contrainte de compression.

Si nécessaire, chemiser les poteaux

- ◆ Vérifier soigneusement l'interaction (liaison) du panneau de remplissage et du portique, ceci se fait par l'intermédiaire des connecteurs placés sur le périmètre de contact entre le portique et le panneau.
- ◆ Vérifier les fondations existantes compte tenu de l'action indirecte du séisme.
- ◆ On peut très bien utiliser des panneaux de remplissage en blocs de béton pour le renforcement des portiques en charpente métallique.

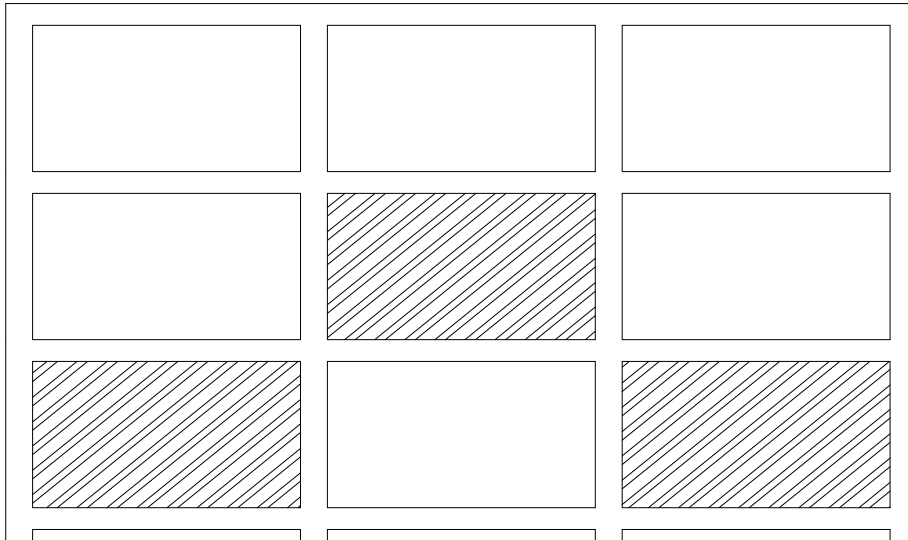


Figure I.20. Renforcement d'un portique en béton armé par des panneaux.

V.3.4. Commentaires

L'insertion des panneaux dans les cadres formés par les portiques constitue une technique efficace pour amortir le mouvement de ces derniers en cas d'une excitation sismique. L'avantage de cette méthode est la possibilité de placer les panneaux de manière discontinue en élévation, contrairement à celle qui consiste à utiliser des voiles en béton armé, ou on doit assurer la continuité des voiles en élévation. En plus, après un séisme, on peut remplacer les panneaux en cas d'endommagement, ou changer la position de ces éléments si on juge que la disposition initiale ne représente pas la bonne solution.

Le problème que présente cette technique est le risque d'éclatement des panneaux fragiles sous l'action des efforts sismiques, ce qui provoque alors la sursollicitation du cadre contenant l'élément endommagé. Dans le cas des panneaux très rigides, le risque n'est pas l'éclatement de ces derniers, mais plutôt la destruction du cadre (portique) du fait que la présence de tels éléments empêche la déformation de la structure, ce qui donne lieu à une concentration des efforts dans les éléments du portique.

V.4. RENFORCEMENT PAR TREILLIS METALLIQUES

V.4.1. Description

Les treillis métalliques (profilés ou fils précontraints) sont disposés dans le plan du portique béton armé ou charpente métallique. On peut prévoir les treillis d'une manière continue sur la hauteur du bâtiment ou d'une manière discrète comme par exemple la disposition de panneaux de remplissage [11].

V.4.2. Utilisation

Cette technique consiste en la réalisation d'un contreventement fonctionnant uniquement par la mise en évidence des efforts normaux, au lieu de la flexion et du cisaillement.

V.4.3. Recommandations

- ◆ Vérifier la compatibilité des déformations des portiques sollicités en flexion ou des poteaux courts sollicités au cisaillement et des treillis sollicités aux efforts normaux,
- ◆ Disposer les treillis de sorte que leurs axes coïncident avec les nœuds des portiques,
- ◆ Comme pour les tirants il faut introduire dans les treillis un effort de traction minimal (10 % de leur capacité) pour s'assurer de leur fonctionnement immédiat sans allongement.
- ◆ Pour conférer un comportement rigide au plancher, on disposera un treillis attaché au plancher (à chaque poutre) et aux murs périphériques,
- ◆ Examiner les problèmes soulevés par la protection au feu.

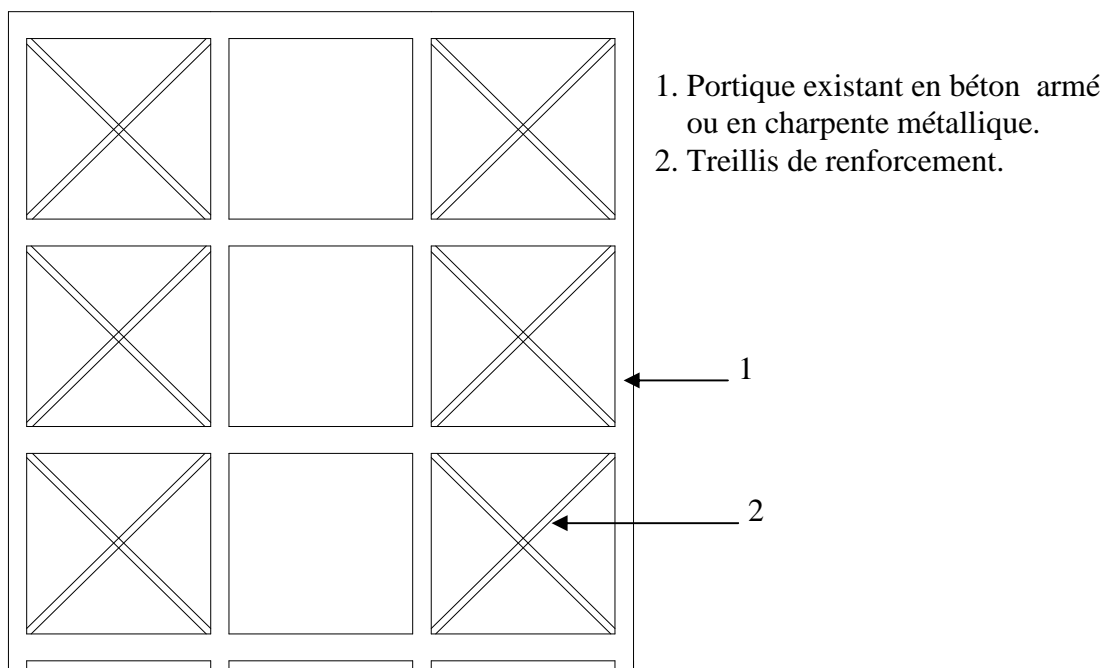


Figure I.21. Renforcement d'un portique par treillis métalliques.

V.4.4. Commentaires

Cette technique permet de renforcer la structure existante dans une durée très courte. En utilisant des éléments métalliques, on évite de passer un long temps dans les opérations de préparation des surfaces, le façonnage des armatures et le bétonnage. Il suffit de placer les treillis dans la zone où la concentration des efforts est prévue.

Par la suite, le remplacement des éléments endommagés est possible, il est aussi facile de déplacer ou de changer le système de renforcement. Cependant, si on opte pour cette méthode, il faut accorder une attention particulière à la liaison poutre poteaux qui subira des efforts de cisaillement dus à l'introduction des éléments travaillants sous l'action des forces axiales.

V.5. BETON PROJETE

V.5.1. Définition

Les bétons transportés « secs » ou « mouillés » dans une conduite desservant les différentes parties d'un ouvrage à réparer, sont appelés bétons projetés lorsque, grâce à l'utilisation d'air comprimé, ils peuvent être mis en place par projection.

Les mortiers projetés ou micro-bétons sont mis en place de la même manière mais ne comprennent pas de grains de plus de 5mm de diamètre.

V.5.2. Méthodes de projection

Actuellement, deux méthodes de projection sont appliquées concurremment :

- La projection par voie sèche, selon un principe qui n'a pas varié depuis les premières applications.
- La projection par voie mouillée, méthode apparue vers le milieu du XX^{ème} siècle.

a. Projection par voie sèche

Dans la projection par voie sèche, la machine propulse, sur des distances parfois très importantes (jusqu'à 500 m horizontalement ou 100 m verticalement), le mélange de ciment, granulats et éventuellement adjuvants en poudre, le long de la conduite d'amenée, jusqu'à la lance de projection.

L'eau nécessaire, ainsi que des adjuvants liquides éventuels, sont introduits :

- Soit, dans la méthode traditionnelle, directement à la lance au moment de la projection.
- Soit, dans la variante du prémouillage, un peu avant la lance, à une distance pouvant varier de deux à quelques dizaines de centimètres de celle-ci.

b. Projection par voie mouillée

Dans la projection par voie mouillée, la machine propulse le mélange ciment, granulats et eau, sans accélérateur de prise, préalablement gâchés selon les procédés traditionnels.

Deux techniques peuvent être utilisées :

- La voie mouillée à flux dilué : l'air comprimé introduit dans la machine propulse par sa détente le mélange dans la conduite tout en l'aérant. Le mélange se trouve ainsi en suspension dans le flux d'air. Une addition complémentaire d'air comprimé à la lance est généralement nécessaire.

La voie mouillée à flux dense : la propulsion du mélange est assurée par une pompe à béton. La conduite ne reçoit pas d'air. L'air comprimé n'est introduit qu'à l'entrée de la lance, de même, éventuellement, grâce à des dispositifs spéciaux, que les adjuvants accélérateurs de prise.

V.6. GAINAGE

V.6.1. Description

Cette technique consiste à reconstituer ou à accroître la section d'un élément en service (surtout d'un élément travaillant en compression) en le gainant de béton.

Il n'est pas nécessaire que l'élément d'origine soit lui-même en béton. Il est possible de gainer de béton des sections en acier ou en maçonnerie.

V.6.2. Préparation des surfaces

Les travaux de préparation des surfaces avant l'opération de gainage revêtent une importance primordiale. Une bonne cohésion entre l'élément existant et la gaine assure une compatibilité des déformations et donc un fonctionnement d'ensemble.

Les différentes méthodes de préparation sont consignées dans le tableau ci après.

Tableau I.1. Techniques de préparation des surfaces [11]

| Méthodes-matériel | Efficacité | Inconvénients |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>A- Elimination en épaisseur - Burinage Outils manuels, pneumatiques ou électriques légers.</p> | Bon dégagement des bétons fissurés. | Création de microfissurations locales dans le cas d'abattage sans précaution. |
| <p>- Repiquages Marteau léger pneumatique à aiguilles multiples.</p> | Préparation efficace des bétons et surtout des armatures corrodées. | Création de microfissuration dans les granulats du béton ou provoquant leur découlement. |
| <p>- Bourchardage Outils manuels, pneumatiques ou électriques à pointes de diamant.</p> | Bonne préparation des surfaces de faible importance. | Microfissuration importante. |
| <p>B- Elimination de surface - Sablage à sec Sableuse pneumatique et compresseur.</p> | Bonne préparation des bétons et des armatures avec utilisation de liants de synthèse. | Nuage de poussière. Nécessité d'un personnel qualifié équipé de protection agréée, risque pour ce personnel. |
| <p>- Sablage humide Sableuse pneumatique et compresseur.</p> | Avec de la silice pure, bonne préparation des reprise avec liant hydraulique. | Risque important de pollution des parties voisines, prévoir une protection efficace. |
| <p>- Lavage à l'eau à très haute pression. Pompe électrique HP.</p> | Bon enlèvement des granulats des liants dégradés. | Risque pour le personnel à réserver aux reprises avec liant adhérent sur surface humide. |
| <p>- Rabotage mécanique Rabot électrique à poulettes ou outils multiples.</p> | Préparation des surfaces planes horizontales, non armées et fissurées. | Création d'amorces de fissuration, prévoir un produit de collage ou un primaire d'accrochage. |

V.6.3. Gainage des poteaux

Il existe deux types de gainages :

- Gainage métallique.
- Gainage en béton armé.

a. Gainage métallique

Le gainage métallique consiste à enfermer le poteau dans une cage ou tube métallique constitué par des fers plats et des cornières ou des tôles soudées. Cette technique est notamment utilisée avec l'injection quand il y a des écrasements locaux du béton au niveau des fissures. La gaine métallique est ensuite recouverte d'un enduit de ciment.

Pour le gainage métallique, l'épaisseur de la gaine est faible comparée à celle adoptée dans le cas d'un gainage en béton armé. Dépendant de l'espace libre autour du poteau, le gainage peut être réalisé sur une, deux, trois ou quatre faces de la section. Cependant il est recommandé de gainer les poteaux sur leurs quatre faces pour avoir une bonne rigidité vis-à-vis du séisme.

La figure ci après présente le détail d'un gainage métallique pour un élément en béton armé.

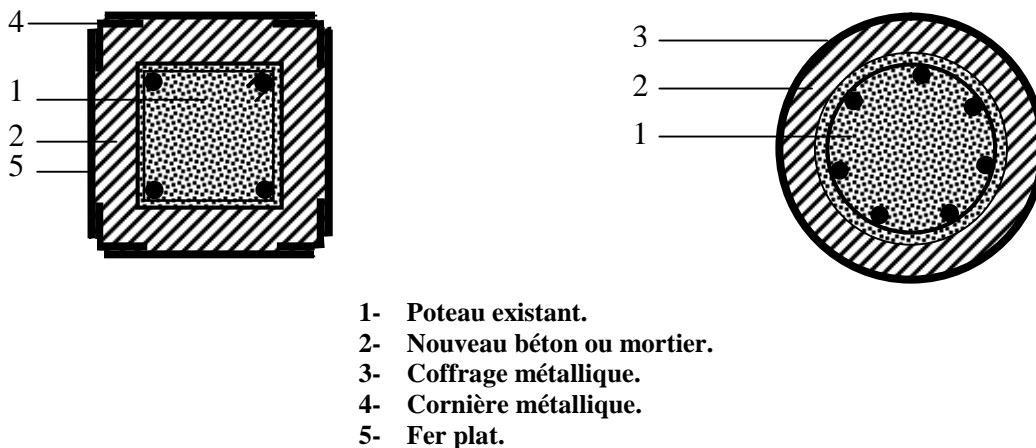


Figure I.22. Exemples de gainage métallique.

b. Gainage en béton armé

◆ Bétonnage

Le béton peut être mis en place par déversement par trémie ou tout autre procédé approuvé. Vu l'espace réduit de la gaine, la granulométrie du béton doit être étudiée pour permettre un passage facile entre les armatures.

Le ferrailage de la gaine est confectionné sur place, les diamètres et la quantité d'acier sont choisis suivant la résistance et la rigidité recherchée

Le détail du gainage en béton armé est montré par la figure ci après.

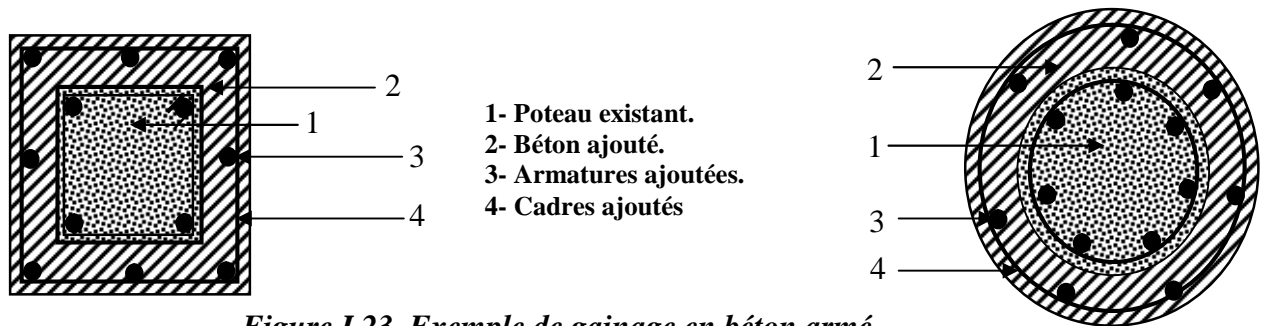


Figure I.23. Exemple de gainage en béton armé.

Dans le cas d'un gainage en béton armé, l'épaisseur de la gaine doit être suffisante afin de permettre le coulage du béton. En général, cette épaisseur est d'au moins 8cm. Ainsi, la résistance du béton ajouté ne doit pas être inférieure à celle du béton existant. En plus, la différence de résistance entre les deux bétons provoque le glissement entre les deux parties existante et ajoutée. On doit alors s'assurer que les deux résistances ne soient pas très différentes.

c. Commentaires

Cette technique permet d'augmenter la capacité portante d'une section sollicitée en compression centrée ou en flexion composée, ce qui nous autorise de réaliser une éventuelle surélévation, cette amélioration est fonction des caractéristiques géométriques et mécaniques de la gaine.

Cependant, celle-ci peut être accompagnée d'une augmentation de la demande en terme de sollicitation, ce qui aura comme effet la sursollicitation des éléments non renforcés, du fait que la structure renforcée est plus rigide que l'originale, l'accélération correspondante sur le spectre de réponse est parfois beaucoup plus importante que celle trouvée avant renforcement (figure I.24).

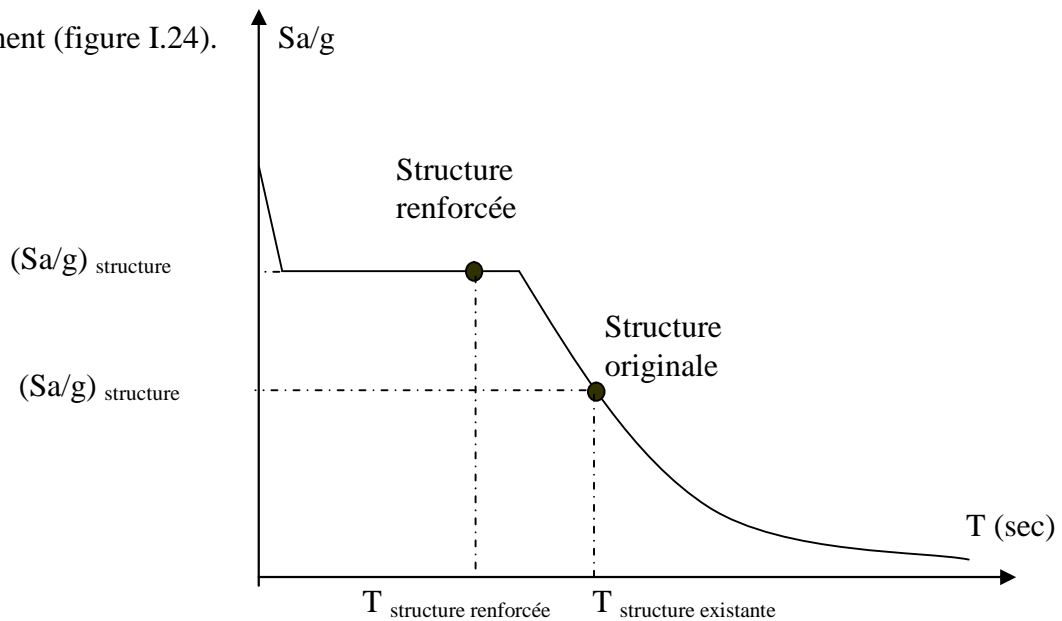


Figure I.24. Augmentation de la demande suite au renforcement [9].

Dans ce cas, on doit s'assurer que la différence entre l'effort sismique à la base de la structure initiale et celui après renforcement est compensée par la différence de la capacité portante entre les deux structures, c'est-à-dire que les efforts dans les éléments non renforcés soient inférieurs à ceux calculés avant renforcement.

La figure ci après présente un cas où la demande dépasse la capacité après intervention sur un bâtiment existant.

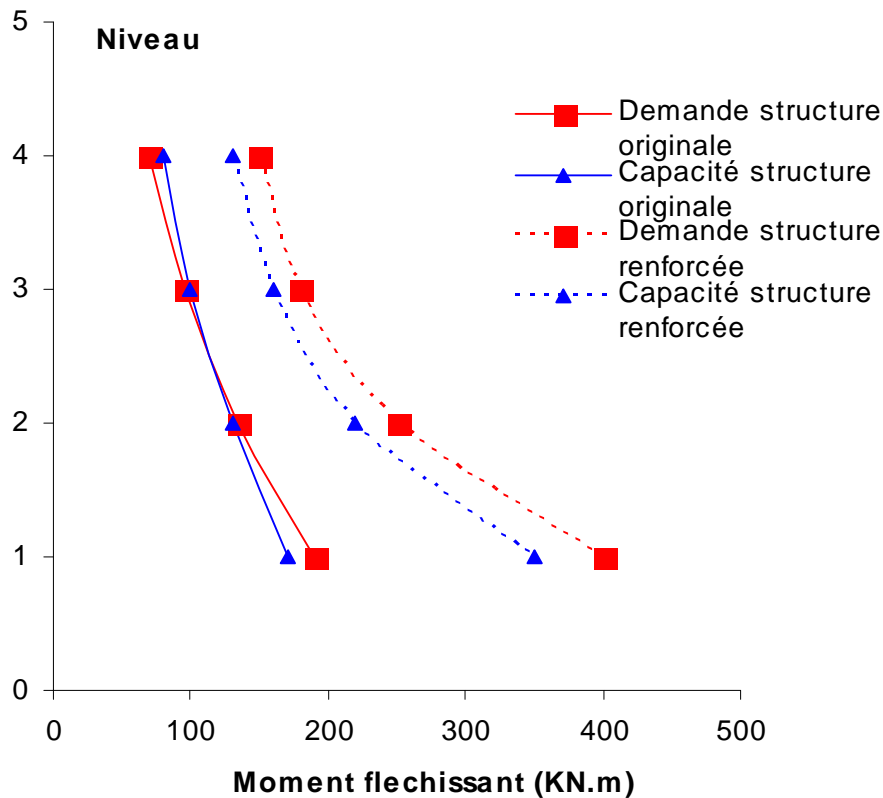


Figure I.25. Exemple d'un renforcement provoquant une augmentation de la demande non compensée par une augmentation de la capacité. (Poteau en béton armé dans un bâtiment à 4 niveaux)

Pour la structure existante, la capacité portante était inférieure à la demande en terme de sollicitations. La technique de renforcement par gainage a amélioré la capacité portante, cette dernière est devenue plus importante que la demande. Cependant, l'effet de l'action sismique au quelle sera soumise la structure renforcée est plus grand que celui défini pour la structure existante.

Dans certains cas, le poteau du premier niveau est endommagé, le renforcement est effectué pour ce dernier uniquement et non pas pour les poteaux situés au dessus. Cette opération provoque la création de deux parties de raideurs différentes, ce qui donne lieu à une concentration de contrainte dans la zone de contact des deux parties (voir figure 26).

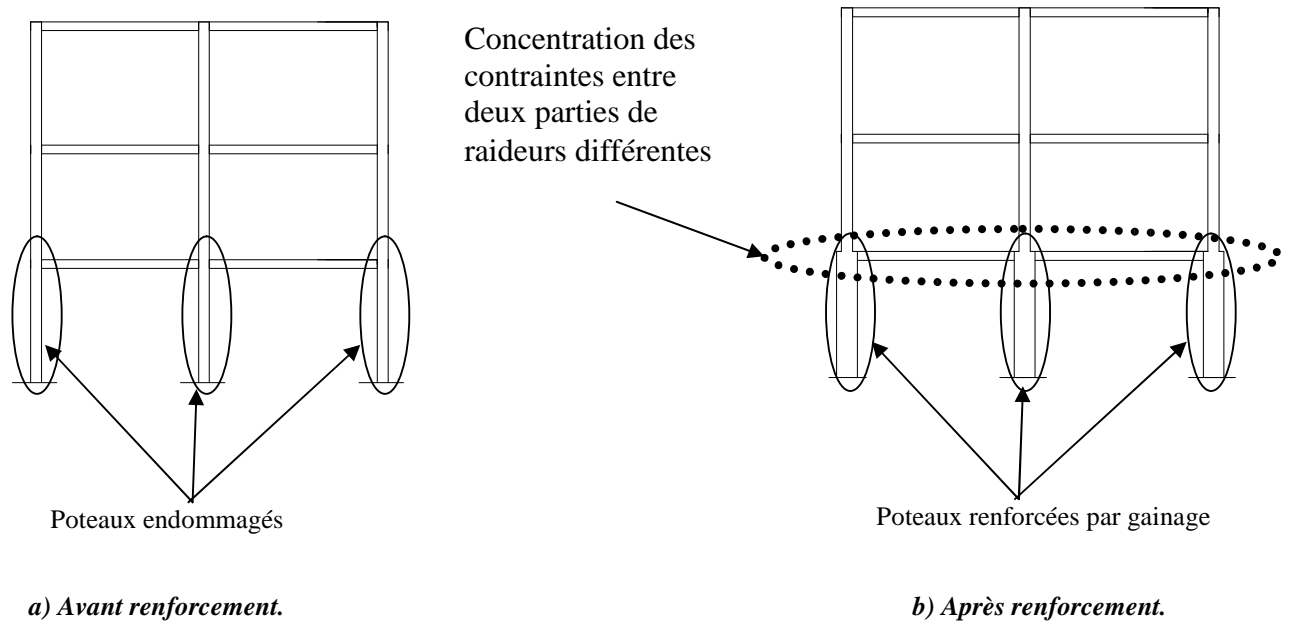


Figure I.26. Création de deux parties de raideurs différentes suite au gainage des poteaux du premier niveau.

V.6.4. Gainage des poutres

Dans le cas des poutres, le béton armé de la gaine doit être conforme aux critères suivants :

- Les résistances des nouveaux matériaux ne doivent pas être inférieures de celles des anciens matériaux de la poutre.
- L'épaisseur de la gaine ne doit pas être inférieure à 4cm dans le cas de béton projeté et 8cm dans le cas de béton coulé.
- Les aciers de la gaine doivent être ancrés dans le poteau.
- Dans les zones nodales dont la largeur est égale à 4 fois la hauteur de la section de la poutre, l'espacement des aciers transversaux ne doit pas dépasser le quart de la hauteur de la section. Dans la zone courante, cet espacement peut être doublé.

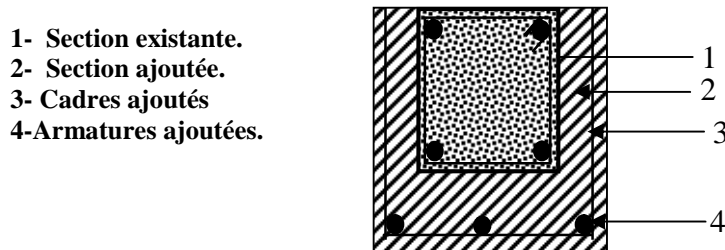


Figure I.27. Détail d'une section de poutre gainée.

Le renforcement d'une poutre par gainage entraîne l'augmentation de son inertie, cette dernière ne doit pas être supérieure à celle du poteau sur lequel elle est appuyée, afin d'éviter la formation des rotules dans les poteaux. Il est plus sécuritaire de voir les rotules se former dans les poutres pour éviter l'effondrement de la construction. En effet, dans les bâtiments courants, les poutres ont souvent des inerties plus importantes que les poteaux. Ce qui favorise la formation des rotules dans les poteaux au lieu que ce soit dans les poutres. Ce phénomène peut être résolu en augmentant la section du poteau, mais parfois, cette opération n'est pas une préoccupation si le poteau est capable de résister aux différentes sollicitations.

V.7. INJECTION

C'est une opération qui consiste à faire pénétrer dans les fissures un produit susceptible de créer une liaison mécanique et/ou étanchéité entre les parties disjointes [11].

V.7.1. Cas d'emploi

Les éléments en béton armé, isolés ou en réseau, endommagés dont les fissures sont stables et qui ont une largeur comprise entre 0,2mm et 2mm peuvent être réparés par la technique d'injection de résine. Il est bien entendu que le béton des zones fissurées n'est ni disloqué ni écrasé. Les éléments dont les fissures dépassent 2mm de largeur peuvent être réparés par injection de mortier époxydique.

Les travaux d'injection se font en deux étapes :

- Préparation des fissures.
- Injection proprement dite.

V.7.2. Préparation des fissures

On ignore souvent l'état interne des fissures. Pour cela il est absolument nécessaire de procéder à leur nettoyage, avant toute injection, à l'air comprimé ou à l'eau sous pression. S'il y a des traces de graisses ou d'huile, on peut utiliser des détergents à la condition d'effectuer par la suite une neutralisation.

V.7.3. Choix des produits

Les principales caractéristiques qui doivent servir de guide dans le choix du produit le plus approprié au travail d'injection sont :

- Viscosité et injectabilité.
- Vitesse de prise.
- Propriétés mécaniques (résistance, élasticité...).
- Adhérence.
- Facilité de mise en œuvre.

- Comportement du produit appliqué (au vieillissement, au gel dégel, à la température...).

V.7.4. Critères de sélection

La sélection des produits se fait sur la base des critères suivants :

- Géométrie des fissures (largeur, profondeur, tracé...).
- Etat des supports.
- Présence d'eau.
- Contraintes imposées à l'ouvrage.
- Elle est surtout fonction des facteurs suivants :
 - Accessibilité à la fissure.
 - Environnement climatique.
 - Délai de remise en service.

V.7.5. Produits d'injection

Les avantages et inconvénients des différents produits d'injection sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.2. Produits d'injection [11].

| Type de produit | Avantages | Inconvénients |
|----------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Coulis de ciment | * Faible coût. * Possibilité de mise en œuvre par des moyens simples. | * Retrait. * Ségrégation-Ressuage (produit hétérogène). |
| Silicates | * Long temps d'injectabilité. * Viscosité réglable par addition d'eau. * Injection des fissures $\geq 0,2\text{mm}$. | * Retrait en milieu asséché. * Emploi délicat. * Injection de vides importants déconseillée. |
| Résines époxydiques | * Faible viscosité : Injection des fissures $\geq 0,2\text{mm}$. * Propriétés mécaniques élevées. * Bon comportement en présence d'humidité. | * Emploi délicat. * Coût élevé. |

V.8. RENFORCEMENT PAR TISSUS EN FIBRES DE CARBONE

V.8.1. Définition

Le renforcement par tissus en fibre de carbone consiste à coller à l'extérieur des éléments de structure un tissu dans le but de renforcer ou de restaurer ces derniers, ce tissu est caractérisé par une résistance très élevée aux différentes sollicitations normales et tangentiels (figure I.23).

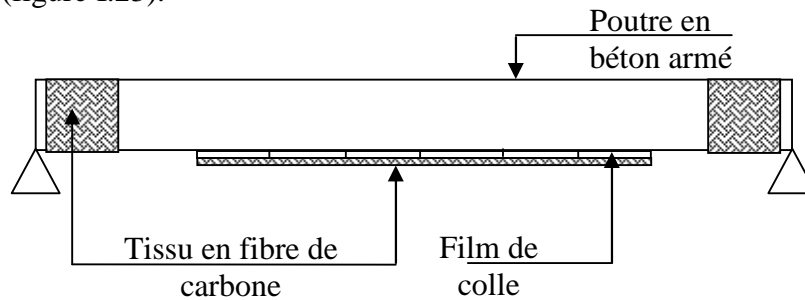


Figure I.28. Renforcement d'une poutre en béton armé par tissus en fibre de carbone.

V.8.2. Conditions d'application

Cette technique de renforcement est utilisée fréquemment dans le domaine des structures existantes lorsque les armatures d'éléments en béton armé sont insuffisantes.

Il est nécessaire de connaître parfaitement tous les paramètres suivants :

- Qualité du béton
- Nuance et disposition des armatures en place.
- Charges appliquées avant et après renforcement.

Il est indispensable de vérifier les caractéristiques propres de l'élément à renforcer, par des essais in situ, comme par exemple :

- Une auscultation dynamique pour déterminer la résistance du béton (scléromètre).
- Une détermination de la résistance à la traction du béton.
- Une vérification de la disposition et des diamètres des armatures (phacomètre, gammagraphie, sondage, ...).

Outres ces disposition préliminaires, il est nécessaire de souligner une notion importante : les lamelles de carbone ne travaillent que sous l'action des charges apparaissant après le renforcement. Par exemple, une poutre présentant une flèche, doit être redressée sans destruction à l'aide de vérins avant renforcement.

Si la poutre présente des fissures, ces dernières seront injectées de résines, de manière à reconstituer le monolithisme de la pièce et assurer la protection des aciers intérieurs contre la corrosion.

D'une façon générale, toutes les dispositions nécessaires doivent être prises, afin de concevoir et de réaliser un renforcement fiable.

V.8.3. Caractéristiques des tissus de fibres de carbone

Le renforcement par lamelles ou tissus de carbone est un procédé non traditionnel et fait l'objet d'une enquête technique. Les caractéristiques mécaniques de la fibre de carbone sont données par le tableau ci après.

Tableau I.3. Caractéristiques mécaniques de la fibre de carbone [27].

| | |
|--------------------------------------|------|
| Masse volumique (g/cm ³) | 1,8 |
| Masse linéique (tex = g/Km) | 1670 |
| Resistance en traction (MPa) | 3800 |
| Module élastique (GPa) | 228 |
| Elongation à la rupture (%) | 1,6 |

V.8.4. Fonctionnement mécanique de la liaison

Les sollicitations mécaniques sont transmises du béton au tissu où à la lamelle de carbone par la colle assurant l'adhésion. Il s'agit donc d'un fonctionnement par cisaillement.

Lors des essais, on constate que dans l'association carbone-colle-béton, c'est le béton qui rompt le premier, car ce matériau a la plus faible résistance au cisaillement. Il y a lieu de s'assurer que le béton présente une résistance minimale à la compression de 22MPa.

V.9. RENFORCEMENT PAR ISOLATEURS

V.9.1. Description

L'idée est de disposer entre le sol, d'où le séisme arrive, et les bâtiments un « filtre » de manière à pouvoir dissiper le maximum d'énergie due à l'action sismique avant qu'elle n'atteigne ces bâtiments. Divers dispositifs parasismiques appelés aussi « isolateurs », ne laissent passer que des effets déterminés par leurs propres caractéristiques : le bâtiment se comporte dans la direction horizontale comme un oscillateur simple à relativement basses fréquences (0,3 à 1Hz) [7]. Le procédé comportant des appuis parasismiques est disposé entre deux fondations, réalisées par une reprise sous œuvre (figure I.29).

V.9.2. Utilisation

Cette technique de renforcement s'applique aux bâtiments ayant un intérêt historique pour lesquels le renforcement traditionnel ne peut être introduit qu'en partie.

V.9.3. Recommandations

- Les mouvements résultant des distorsions des appuis, et qui sont généralement de l'ordre de plusieurs décimètres suivant l'importance du séisme, ne doivent être contrariés par aucun obstacle. Les appuis ne peuvent pas être enserrés par un remblai, un espace libre doit régner autour de la fondation supérieure. Le débattement laissé au bâtiment doit être calculé, ce qui peut être gênant en ce qui concerne les abords et les accès.
- Les connections (eau, gaz, électricité...) entre le bâtiment et son environnement doivent être conçues en fonction des mouvements cités plus haut. Il ne faut pas perdre de vue la nécessité de permettre le remplacement éventuel des appuis en prévoyant des niches à vérins.
- Quel que soit le type d'appui, il constitue un ressort d'une grande souplesse dans la direction horizontale et d'une grande rigidité dans la direction verticale. Il en résulte que l'action sismique horizontale est atténuée et que l'action sismique verticale passe intégralement dans le bâtiment.
- L'emploi des appuis parasismiques est a priori inadapté pour les bâtiments naturellement souples, comme c'est le cas des structures comportant des portiques en béton armé ou en charpente métallique.

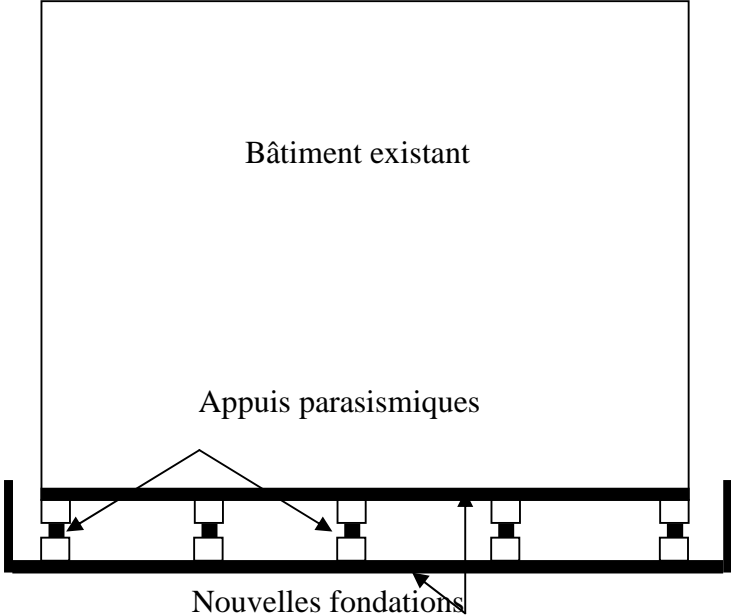


Figure I.29. Introduction des isolateurs par reprise sous œuvre.

CHAPITRE II :
ETUDE DE LA CAPACITE
PORTANTE D'UNE SECTION DE
POUTRE EN BETON ARME AVANT
ET APRES RENFORCEMENT

**ETUDE DE LA CAPACITE PORTANTE D'UNE SECTION DE POUTRE EN BETON
ARME AVANT ET APRES RENFORCEMENT**

I. INTRODUCTION

Dans ce travail, le but est de rechercher la capacité portante que peut supporter une section en béton armé soumise à la flexion simple. On va traiter en premier lieu le cas d'une section simple, puis celui de la même section renforcée par gainage. Cette capacité portante est exprimée par un moment limite appelé « moment résistant d'une section ».

II. MOMENT RESISTANT D'UNE SECTION

Considérons la section suivante soumise à la flexion simple.

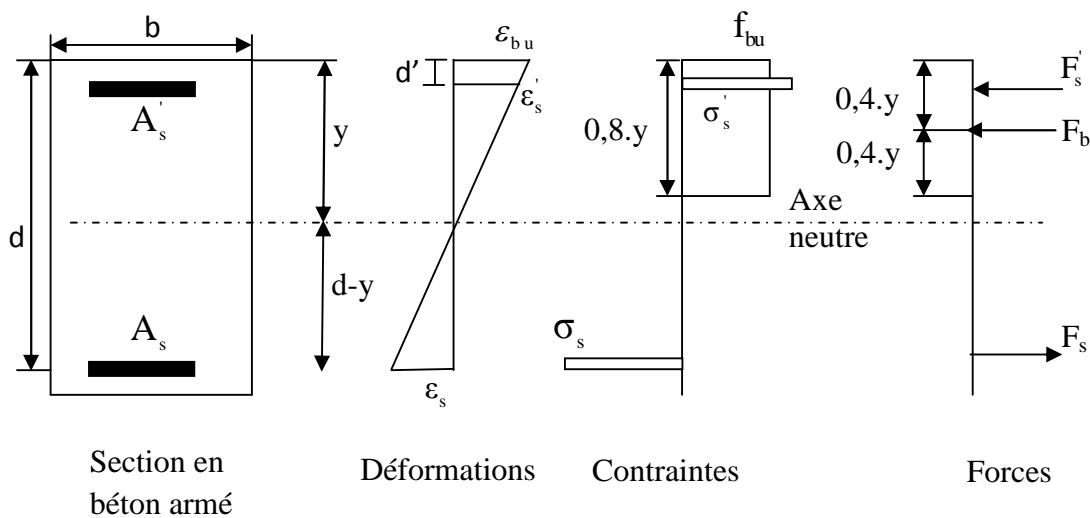


Figure II.1. Diagrammes des déformations, contraintes et forces à la rupture.

L'état limite ultime correspond à la ruine ; il est supposé que cet état se présente quand la déformation du béton à la fibre extrême de compression atteint une valeur spécifique ϵ_{bu} . En admettant aussi la planéité des sections avant et après déformations, on peut déterminer les déformations des armatures tendues et comprimées comme ci-dessous :

$$\epsilon_s = \frac{d - y}{y} \cdot \epsilon_{bu} \tag{1}$$

$$\epsilon'_s = \frac{y - d'}{y} \cdot \epsilon_{bu} \tag{2}$$

Les efforts agissant sur la section d'une poutre sont exprimés en fonction des caractéristiques géométriques de la section et des matériaux la composant :

- Effort de compression du béton : $F_b = 0,8.y.b.f_{bu}$. (3)

- Effort de compression des aciers : $F'_s = A'_s.\sigma'_s$. (4)

- Effort de traction des aciers : $F_s = A_s.\sigma_s$. (5)

A partir de l'équilibre de la section ; on peut dire la résultante des forces de compression est égale à celle des forces de traction.

$$A'_s.\sigma'_s + 0,8.b.y.f_{bu} = A_s.\sigma_s \quad (6)$$

Dans cette équation, seule la profondeur de l'axe neutre (y) est inconnue. On procède par itération jusqu'à la détermination de la valeur de (y) qui satisfera l'équilibre, on choisit une valeur de (y) et on détermine les valeurs de ε_s et ε'_s correspondantes par les équations (1) et (2) et donc σ_s et σ'_s par les courbes contraintes-déformations correspondantes. Si l'équation (6) n'est pas satisfaite, on ajuste « y » et on répète la procédure jusqu'à ce que cette équation soit satisfaite.

La capacité portante en flexion ou moment résistant de la section est donnée comme suit :

a- Par rapport au centre de gravité des armatures tendues :

$$Mr = A'_s.\sigma'_s.(d - d') + 0,8.y.b.f_{bu}.(d - 0,4.y) \quad (7)$$

b- Par rapport au centre de compression du béton :

$$Mr = A_s.\sigma_s.(d - 0,4y) + A'_s.\sigma'_s.(0,4.y - d') \quad (8)$$

III. CAS PARTICULIER D'UNE SECTION SIMPLEMENT ARMEE

Considérons la section donnée en figure II.2.

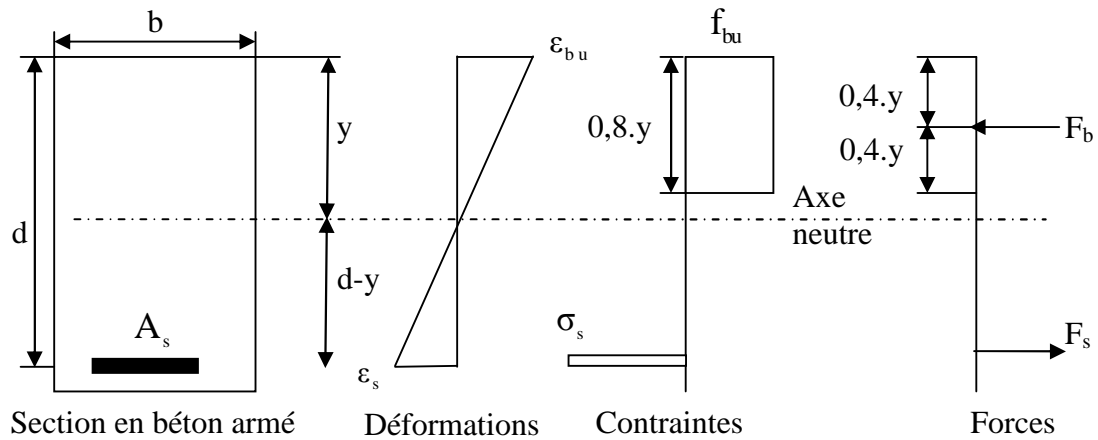


Figure II.2. Cas d'une section simplement armée.

L'équation d'équilibre (6) devient :

$$0,8.y.b.f_{bu} = A_s \cdot \sigma_s \Rightarrow \sigma_s = 0,8.y.b.f_{bu} / A_s \quad (9)$$

A partir de l'équation (1), on obtient :

$$y = \frac{\epsilon_{bu}}{\epsilon_{bu} + \epsilon_s} \cdot d \quad (10)$$

Combinons les équations (9) et (10) et exprimons que $A_s = p.b.d$, avec p : pourcentage des armatures tendues, on aura :

$$\sigma_s = \frac{0,8.y.b.f_{bu}}{p.b.d} \cdot \frac{\epsilon_{bu}}{\epsilon_{bu} + \epsilon_s} \cdot d$$

Ce qui devient :

$$\sigma_s = \frac{0,8.f_{bu}}{p} \cdot \frac{\epsilon_{bu}}{\epsilon_{bu} + \epsilon_s} \quad (11)$$

Trois types de comportement de la section peuvent avoir lieu dépendant de la façon avec laquelle la section est renforcée, donc dépendant du pourcentage des aciers tendus $p = \frac{A_s}{b.d}$

a) Section sous armée

Si le pourcentage d'acier $p = A_s/b.d$ est inférieur à une certaine valeur (p_b qui va être définie ci-après), au fur et à mesure que le moment fléchissant appliqué augmente, la déformation des aciers ϵ_s augmente pour atteindre la valeur correspondant à la limite élastique ϵ_e , tandis que celle du béton reste inférieure à sa valeur limite ϵ_{bu} comme montré en (figure II.3).

Une telle section est dite « sous armée ».

Dans une section sous armée, les aciers atteignent leur limite élastique f_e/γ_s avant l'écrasement du béton en compression et donc la section continue à résister à un moment fléchissant plus grand en raison du déplacement de l'axe neutre vers le haut, poussé par l'évolution des fissures. Ce déplacement de l'axe neutre vers le haut résulte en une augmentation du bras de levier d'où l'augmentation du moment résistant, la force de compression du béton restant inchangée équilibrée par $F_s = A_s \cdot f_e/\gamma_s = cte$. La rupture qui sera par écrasement du béton comprimé ne sera atteinte que lorsque la déformation de la fibre de compression extrême atteindra ϵ_{bu} (déformation à l'état de ruine (c)).

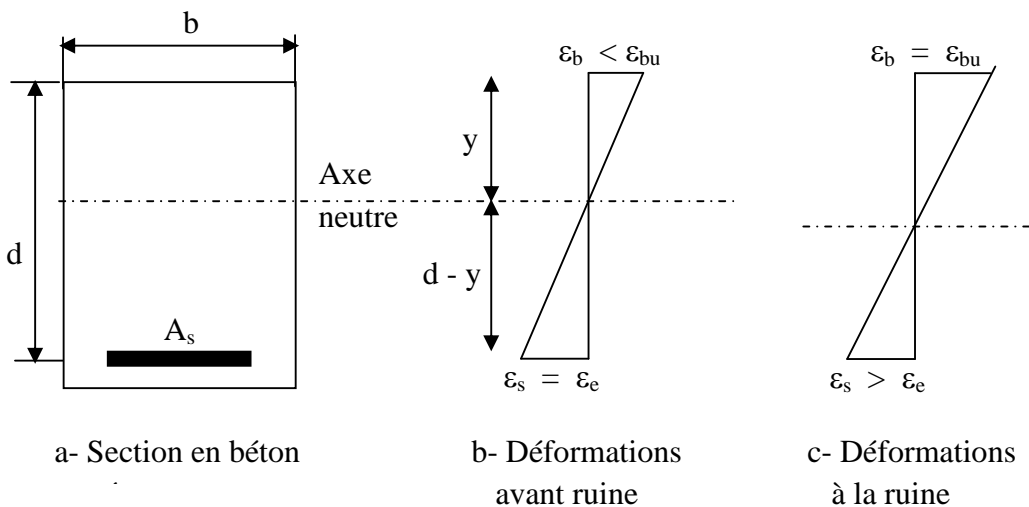


Figure II.3. Comportement d'une section sous armée.

La rupture d'une poutre sous armée est caractérisée par une déformation importante des aciers, par une fissuration excessive du béton tendu et une grande flèche. La ductilité d'une telle poutre, exprimée par les déformations importantes et une fissuration excessive absorbe beaucoup d'énergie donc sert de signal d'une rupture, elle est particulièrement recommandée en zones sismiques. Elle est aussi recommandée du point de vue économique du fait l'acier travail à son max ($\epsilon_s > \epsilon_e$) et $f_s = f_e/\gamma_s$.

Le moment résistant de la section sous armée est donné par :

$$Mr = A_s \cdot \sigma_s \cdot (d - 0,4y) \text{ , avec } \sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$$Mr = A_s \cdot (f_e / \gamma_s) \cdot (d - 0,4y)$$

A partir de l'équation d'équilibre $A_s \cdot f_e / \gamma_s = 0,8 \cdot y \cdot f_{bu} \cdot b$

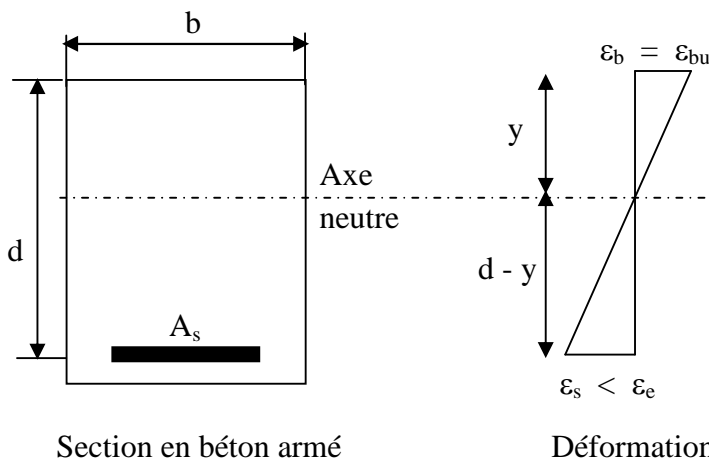
$$y = \frac{A_s}{b} \cdot \frac{f_e}{0,8 \cdot \gamma_s \cdot f_{bu}} \cdot \frac{d}{d} = p \cdot \frac{f_e}{0,8 \cdot \gamma_s \cdot f_{bu}} \cdot d \text{ , avec } p = A_s / b \cdot d$$

$$Mr = A_s \cdot (f_e / \gamma_s) \cdot \left(1 - p \cdot \frac{f_e}{0,8 \cdot \gamma_s \cdot f_{bu}}\right) \cdot d \tag{12}$$

b) Section armée par excès

Si le pourcentage d'acier (p) est supérieur à cette même valeur p_b , la déformation du béton comprimé atteindra sa valeur limite ϵ_{bu} et donc la rupture de la poutre se produira avant que la déformation des aciers n'atteigne sa valeur correspondant à la limite élastique ϵ_e .

Le diagramme des déformations à la rupture se présente comme suit :



Section en béton armé

Déformation à la ruine

Figure II.4. Déformation à la ruine d'une section armée par excès.

La rupture d'une poutre armée par excès est initiée par l'écrasement du béton comprimé ; la déformation des aciers est relativement faible au moment de la ruine. Cette rupture est caractérisée par une petite flèche et par l'absence de fissuration importante dans la zone

tendue ; il n'y a pas d'absorption d'énergie à travers des déformations ni une fissuration excessive. Elle est imprévisible du fait qu'il n'y a aucun signal d'avertissement d'une rupture.

A partir des l'équation d'équilibre des forces :

$$0,8.y.b.f_{bu} = A_s \cdot \sigma_s \Rightarrow \sigma_s = 0,8.y.b.f_{bu}/A_s \text{ avec } A_s = p.b.d \Rightarrow \frac{b}{A_s} = \frac{1}{p.d}$$

On obtient : $\sigma_s = \frac{0,8.f_{bu}}{p} \cdot \frac{y}{d}$

Comme $\sigma_s < f_e$, on écrit que : $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$ et l'équation ci-dessus devient :

$$\varepsilon_s = \frac{y}{d} \cdot \frac{0,8.f_{bu}}{p.E_s}$$

Cette équation traduit bien que la déformation des aciers ε_s est inversement proportionnelle au pourcentage des aciers « p » ; autrement dit : quand on augmente la quantité des aciers, on diminue leur taux de travail.

Des équations précédentes on écrit :

$$\frac{y}{d} = \frac{\varepsilon_{bu}}{\varepsilon_{bu} + \varepsilon_s} = \frac{\varepsilon_{bu}}{\varepsilon_{bu} + \frac{y}{d} \cdot \frac{0,8.f_{bu}}{p.E_s}}$$

Donnant : $\frac{0,8.f_{bu}}{p.E_s} \left(\frac{y}{d}\right)^2 + \varepsilon_{bu} \cdot \left(\frac{y}{d}\right) - \varepsilon_{bu} = 0$ (13)

Cette équation du 2^{eme} degré en (y/d) peut être résolue pour obtenir la position de l'axe neutre (y), les autres quantités étant connues.

Le moment résistant de la section sur armé est :

$$Mr = 0,8.f_{bu} \cdot b \cdot y \cdot (d - 0,4 \cdot y)$$
 (14)

c) Section balancée

Une section est dite balancée si les déformations du béton comprimé et des aciers tendus atteignent simultanément leurs valeurs limites ϵ_{bu} et ϵ_e respectivement. La distribution des déformations à la ruine est la suivante :

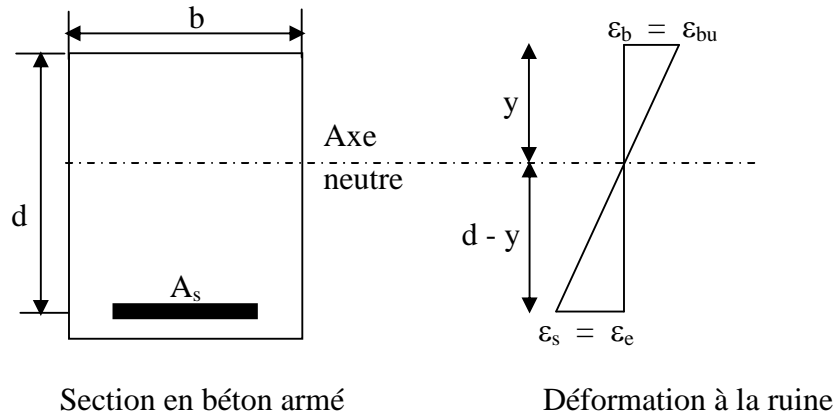


Figure II.5. Déformation à la ruine d'une section balancée.

- Une section balancée est caractérisée par ce qui suit :

$\epsilon_b = \epsilon_{bu}$; ϵ_{bu} : déformation ultime du béton, $\epsilon_{bu} = 0,0035$ dans les règlements BAEL [4] et CBA [6].

$\epsilon_s = \epsilon_e$; ϵ_e : déformation correspondante à la limite élastique des aciers, $\epsilon_e = 0,002$

A partir des équations de compatibilité établies précédemment :

$$\frac{y}{d} = \frac{\epsilon_{bu}}{\epsilon_{bu} + \epsilon_s}$$

Comme à l'état de balancement $\epsilon_s = \epsilon_e$, on obtient :

$$\frac{y}{d} = \frac{\epsilon_{bu}}{\epsilon_{bu} + \epsilon_e} = \text{cte.} \tag{15}$$

Ceci exprime bien que l'ordonnée de l'axe neutre a une valeur unique qui ne dépend que des matériaux, béton (par le biais de ϵ_{bu}) et de l'acier (par le biais de ϵ_e). Pour un matériau béton donné et un type d'acier identifié, la position de l'axe neutre d'une section balancée est constante et ne dépend ni de la géométrie de la section ni du chargement.

Le pourcentage d'acier d'une section balancée est donné par l'expression précédente

$$\sigma_s = \frac{0,8.f_{bu}}{p} \cdot \frac{y}{d}$$

Avec $\frac{y}{d} = \frac{\epsilon_{bu}}{\epsilon_{bu} + \epsilon_e}$ et $\sigma_s = f_c/\gamma_s$

$$p_b = \frac{0,8.f_{bu}}{f_c/\gamma_s} \cdot \frac{\epsilon_{bu}}{\epsilon_{bu} + \epsilon_e} = 0,8.\gamma_s \cdot \frac{f_{bu}}{f_c} \cdot \frac{\epsilon_{bu}}{\epsilon_{bu} + \epsilon_e} = \text{cte} \quad (16)$$

Le pourcentage d'acier de balancement p_b est constant et ne dépend que des caractéristiques des matériaux béton et acier. Au dessous de ce pourcentage ($p < p_b$), la section sera sous armée et donc aura un comportement ductile où l'acier travaille à son max. Au dessus de ce pourcentage ($p > p_b$), la section sera sur armée et donc aura un comportement fragile où l'acier travaille dans sa phase élastique sans subir des déformations résiduelles.

Le moment résistant d'une section balancée peut aussi bien être déduit de celui d'une section sous armée avec p (pourcentage d'acier) remplacé par la valeur de balancement p_b telle calculée ci-dessus, ou être calculé à partir de celui d'une section sur armée avec l'axe neutre (y) pris comme étant celui assurant le balancement $\frac{y}{d} = \frac{\epsilon_{bu}}{\epsilon_{bu} + \epsilon_e}$

En remplaçant (p) par (p_b), dans l'équation donnant le moment résistant d'une section sous armée, on aura :

$$M_r = A_s \cdot (f_c/\gamma_s) \cdot \left(1 - \frac{\epsilon_{bu}}{\epsilon_{bu} + \epsilon_e}\right) \cdot d \quad (17)$$

Ce même moment est déterminé en mettant $\frac{y}{d} = \frac{\epsilon_{bu}}{\epsilon_{bu} + \epsilon_e}$ dans l'équation du moment résistant d'une section sur armée comme suit :

$$M_r = 0,8.f_{bu} \cdot b \cdot \frac{\epsilon_{bu}}{\epsilon_{bu} + \epsilon_e} \cdot \left(1 - 0,4 \cdot \frac{\epsilon_{bu}}{\epsilon_{bu} + \epsilon_e}\right) \cdot d^2 \quad (18)$$

• **Conclusion**

Dans les trois types de section soumises à la flexion, la rupture se fait par écrasement du béton comprimé après que sa déformation maximale ait atteint sa valeur ultime ϵ_{bu} . Cependant, dans une section sous armée, la rupture est initiée par une augmentation importante des déformations des aciers tendus ; pour ce la, la rupture d'une telle section est appelée « rupture par traction » ; celle d'une section armée par excès est appelée « rupture par compression ».

Les sections armées par excès sont dangereuses et non économiques ; en principe, ce type de sections est déconseillé, particulièrement dans les régions sismiques telles que le nord de l'Algérie.

IV- MOMENT RESISTANT D'UNE SECTION RENFORCEE PAR GAINAGE

L'étude de la capacité portante d'une section de poutre en béton armé soumise à la flexion simple peut révéler que la section ne pourra pas résister à certaines sollicitations accidentelles non prises en considération lors de la conception tel que le séisme par exemple. Dans ce cas, on peut proposer comme solution le renforcement de la section de l'élément en question par gainage ; ce qui donne une section composée de deux parties comme indiqué en (figure II.6). Après renforcement, on doit calculer la capacité portante de la section renforcée. Pour cela, on va essayer de déterminer le moment résistant d'une section gainée.

- 1- Section existante.
- 2- Section ajoutée.
- 3- Cadres ajoutés
- 4- Armatures ajoutées.

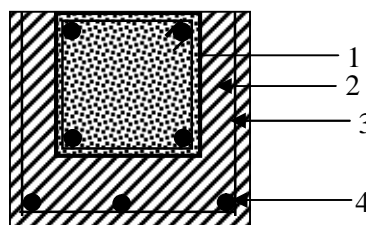


Figure II.6. Détail d'une section de poutre gainée.

Pour le calcul de la capacité portante de la section gainée, on considère que la résistance du béton est égale à celle de celui existant et ceci pour toute la section. Selon les caractéristiques de la section à étudier en flexion simple, trois cas peuvent se présenter :

IV.1. L'axe neutre est situé entre les deux nappes d'armatures existantes

Le calcul du moment résistant de la section gainée est similaire à celui de la section d'origine, on doit vérifier l'équilibre interne entre les efforts de traction et ceux de compression. Les diagrammes des déformations et des forces sont donnés en figure (II.7).

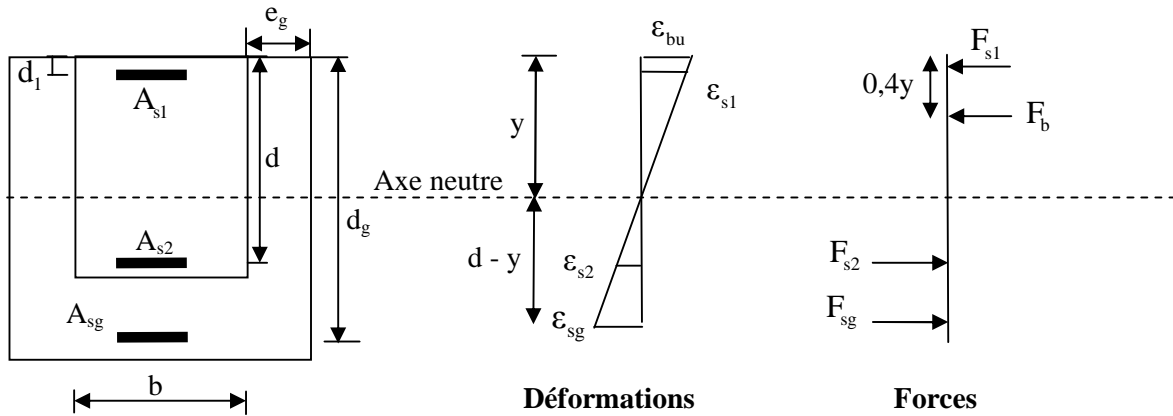


Figure II.7. Diagramme des déformations et des forces pour une section gainée. Axe neutre entre les deux nappes d'armatures existantes.

A_{s1} : Section des armatures existantes proches de la face de compression.

A_{s2} : Section des armatures existantes éloignées de la face de compression.

A_{sg} : Section des armatures ajoutées.

e_g : épaisseur de la partie ajoutée.

b : largeur de la partie existante.

- Pour les armatures existantes :

La déformation des armatures existantes éloignées de la face de compression est donnée par :

$$\epsilon_{s2} = \frac{d - y}{y} \cdot \epsilon_{bu} \quad (19)$$

La déformation des armatures existantes près de la face de compression est :

$$\epsilon_{s1} = \frac{y - d_1}{y} \cdot \epsilon_{bu} \quad (20)$$

Ainsi, les résultantes des efforts de traction dans les aciers sont égales à :

$$F_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \quad (21)$$

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \quad (22)$$

- Pour la partie ajoutée :

La déformation des armatures ajoutées est donnée par :

$$\epsilon_{sg} = \frac{d_g - y}{y} \cdot \epsilon_{bu} \quad (23)$$

Les résultantes des efforts dans le béton et les aciers sont données par les équations :

$$F_b = 0,8 \cdot y \cdot (b + 2 \cdot e_g) f_{bu} \quad (24)$$

$$F_{sg} = A_{sg} \cdot \sigma_{sg} \quad (25)$$

A partir de l'équation d'équilibre, on peut écrire :

$$F_b + F_{s1} = F_{s2} + F_{sg} \quad (26)$$

On donne une valeur pour (y) et on procède par une série d'itérations successives jusqu'à l'obtention de la valeur qui satisfait l'équation d'équilibre (équation 26).

En vérifiant l'équilibre des moments par rapport au centre de gravité des armatures existantes proches de la face de compression, on peut déterminer le moment résistant de la section composée :

$$Mr = A_{sg} \cdot \sigma_{sg} \cdot (d_g - d_1) + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot (d - d_1) + 0,8 \cdot y \cdot (b + 2 \cdot e_g) \cdot f_{bu} \cdot (d_1 - 0,4y) \quad (27)$$

Le moment résistant peut être aussi calculé par rapport au centre de gravité des armatures ajoutées comme suit :

$$Mr = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \cdot (d_g - d_1) - A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot (d_g - d) + 0,8 \cdot y \cdot (b + 2 \cdot e_g) \cdot f_{bu} \cdot (d_g - 0,4y) \quad (28)$$

IV.2. L'axe neutre est situé à l'extérieur des deux nappes d'armatures existantes

Quand l'axe neutre se trouve à l'extérieur des deux nappes d'armatures existantes, ces dernières vont être comprimées et les diagrammes des déformations et des forces sont donnés en figure (II.8).

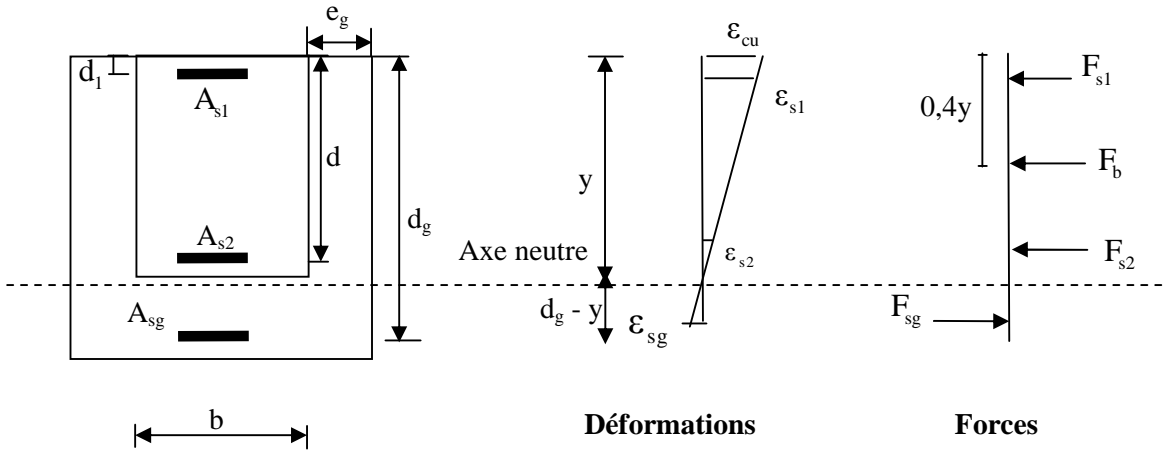


Figure II.8. Diagramme des déformations et des forces pour une section gainée. Axe neutre à l'extérieur des deux nappes d'armatures existantes.

A_{s1} : Section des armatures existantes proches de la face de compression.

A_{s2} : Section des armatures existantes éloignées de la face de compression.

A_{sg} : Section des armatures ajoutées.

e_g : épaisseur de la partie ajoutée.

b : largeur de la partie existante.

- Pour les armatures existantes :

La déformation des armatures existantes éloignées de la face de compression est donnée par :

$$\epsilon_{s2} = \frac{y - d}{y} \cdot \epsilon_{cu} \quad (29)$$

La déformation des armatures existantes près de la face de compression est :

$$\epsilon_{s1} = \frac{y - d_1}{y} \cdot \epsilon_{cu} \quad (30)$$

Ainsi, les résultantes des efforts de compression dans les aciers sont égales à :

$$F_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \quad (31) \quad , \quad F_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \quad (32)$$

- Pour la partie ajoutée :

La déformation des armatures ajoutées est donnée par :

$$\varepsilon_{sg} = \frac{d_g - y}{y} \cdot \varepsilon_{cu} \quad (33)$$

Les résultantes des efforts dans le béton et les aciers sont données par les équations :

$$F_b = 0,8 \cdot y \cdot (b + 2 \cdot e_g) f_{bu} \quad (34)$$

$$F_{sg} = A_{sg} \cdot \sigma_{sg} \quad (35)$$

A partir de l'équilibre de la section ; on peut dire la résultante des forces de compression est égale à celle des forces de traction.

$$F_b + F_{s1} + F_{s2} = F_{sg} \quad (36)$$

On donne une valeur pour (y) et on procède par une série d'itérations successives jusqu'à l'obtention de la valeur qui satisfait l'équation d'équilibre (équation 36).

En vérifiant l'équilibre des moments par rapport au centre de gravité des armatures ajoutées, on peut déterminer le moment résistant de la section composée :

$$Mr = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \cdot (d_g - d_1) + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot (d_g - d) + 0,8 \cdot y \cdot (b + 2 \cdot e_g) \cdot f_{bu} \cdot (d_g - 0,4 \cdot y) \quad (37)$$

Ce moment résistant peut être calculé par rapport au centre de compression du béton comme suit :

$$Mr = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \cdot (0,4y - d_1) - A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot (d - 0,4y) + A_{sg} \cdot \sigma_{sg} \cdot (d_g - 0,4y) \quad (38)$$

CHAPITRE III :
ETUDE DE LA CAPACITE
PORTANTE D'UNE SECTION DE
POTEAU EN BETON ARME AVANT
ET APRES RENFORCEMENT

**ETUDE DE LA CAPACITE PORTANTE D'UNE SECTION DE POTEAU EN BETON
ARME AVANT ET APRES RENFORCEMENT**

I. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, il s'agit d'étudier la capacité portante d'un poteau existant pour voir si en cas de séisme de magnitude donnée, ce poteau de caractéristiques et de matériaux donnés peut résister à une telle action accidentelle. Dans le cas contraire, un renforcement par gainage sera proposé et la capacité portante du poteau renforcé sera à nouveau vérifiée.

L'analyse des éléments en béton armé soumis à une combinaison de moment fléchissant et d'effort axial peut être basée sur les mêmes hypothèses que celle de la théorie générale de la flexion, en particulier l'élément est considéré comme étant à l'état limite ultime de ruine quand la déformation du béton (raccourcissement) à la fibre le plus comprimée atteint une valeur spécifique ϵ_{bu} , prise comme étant égale à 0,0035 (selon le BAEL91[4] et CBA93[6]).

II. ETUDE DE LA CAPACITE D'UNE SECTION D'UN POTEAU AVANT RENFORCEMENT

II.1. Contribution de la section de béton sans armatures

Pour étudier les propriétés des diagrammes d'interaction (effort normal-moment fléchissant) des poteaux et les principes régissant leur construction, on va en premier lieu considérer une section de béton sans acier soumise simultanément à un effort axial N et à un moment fléchissant. Considérons la section suivante supposée être sur le point de ruine.

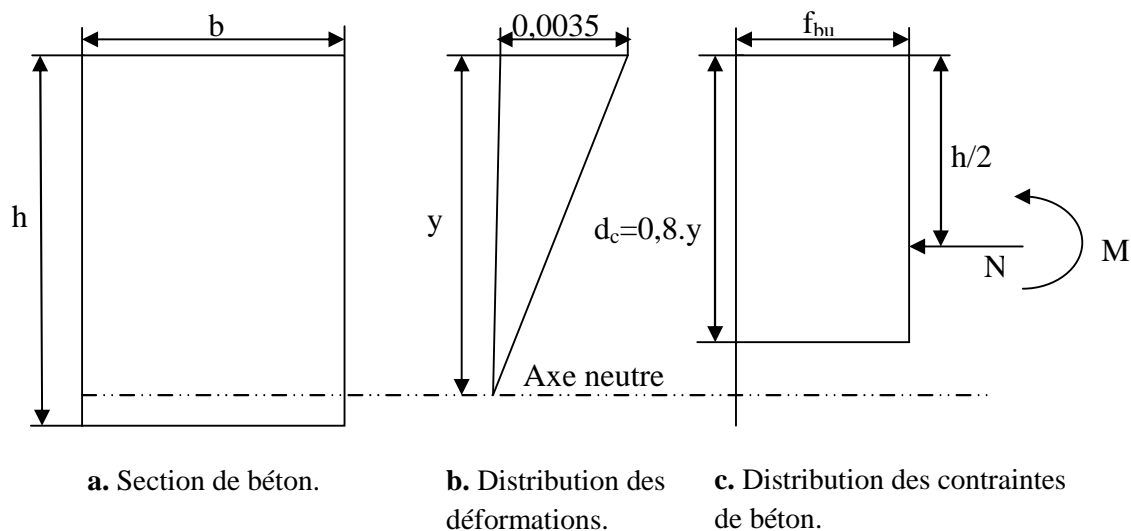


Figure III.1. Diagrammes des déformations et des contraintes pour une section en béton sans armatures.

Les distributions des déformations et des contraintes sont celles données dans les figures (III.1.b) et (III.1.c).

La profondeur (d_c) du bloc de contraintes est égale à $0,8.y$ (bloc de contraintes du BAEL99) avec la condition : $0,8y \leq h$ ou $y/h \leq 1,25$, c'est-à-dire que l'axe neutre ne sort pas de la section.

A partir de la condition d'équilibre :

$$N_{\text{béton}} = f_{\text{bu}} \cdot b \cdot d_c = 0,8 \cdot f_{\text{bu}} \cdot b \cdot y \tag{1}$$

Le moment par rapport au milieu de la section de béton vaut :

$$M_{\text{béton}} = N \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{d_c}{2} \right)$$

$$M_{\text{béton}} = \frac{0,8}{2} f_{\text{bu}} \cdot b \cdot y \cdot (h - 0,8 \cdot y)$$

$$M_{\text{béton}} = 0,4 \cdot f_{\text{bu}} \cdot b \cdot y \cdot (h - 0,8 \cdot y) \tag{2}$$

Les équations (1) et (2) peuvent être exprimées sous une forme sans dimensions :

$$\alpha_{\text{béton}} = \frac{N_{\text{béton}}}{f_{\text{bu}} \cdot b \cdot h} = 0,8 \cdot \frac{y}{h} \tag{3}$$

$$\beta_{\text{béton}} = \frac{M_{\text{béton}}}{f_{\text{bu}} \cdot b \cdot h^2} = 0,4 \cdot \frac{y}{h} \cdot \left(1 - 0,8 \cdot \frac{y}{h} \right) \tag{4}$$

Pour les différentes valeurs de (y/h) , les valeurs de $\alpha_{\text{béton}}$ et $\beta_{\text{béton}}$ sont données par le tableau suivant :

Tableau III.1. Valeurs de α et β pour différentes valeurs de y/h

| y/h | 0.1 | 0.2 | 0.3 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1 | 1.1 | 1.2 | 1.25 |
|----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| α | 0.08 | 0.16 | 0.24 | 0.32 | 0.4 | 0.48 | 0.56 | 0.64 | 0.72 | 0.8 | 0.88 | 0.96 | 1 |
| β | 0.037 | 0.067 | 0.091 | 0.109 | 0.120 | 0.125 | 0.123 | 0.115 | 0.101 | 0.080 | 0.053 | 0.019 | 0 |

Et le diagramme d'interaction dans ce cas est présenté par la figure ci après :

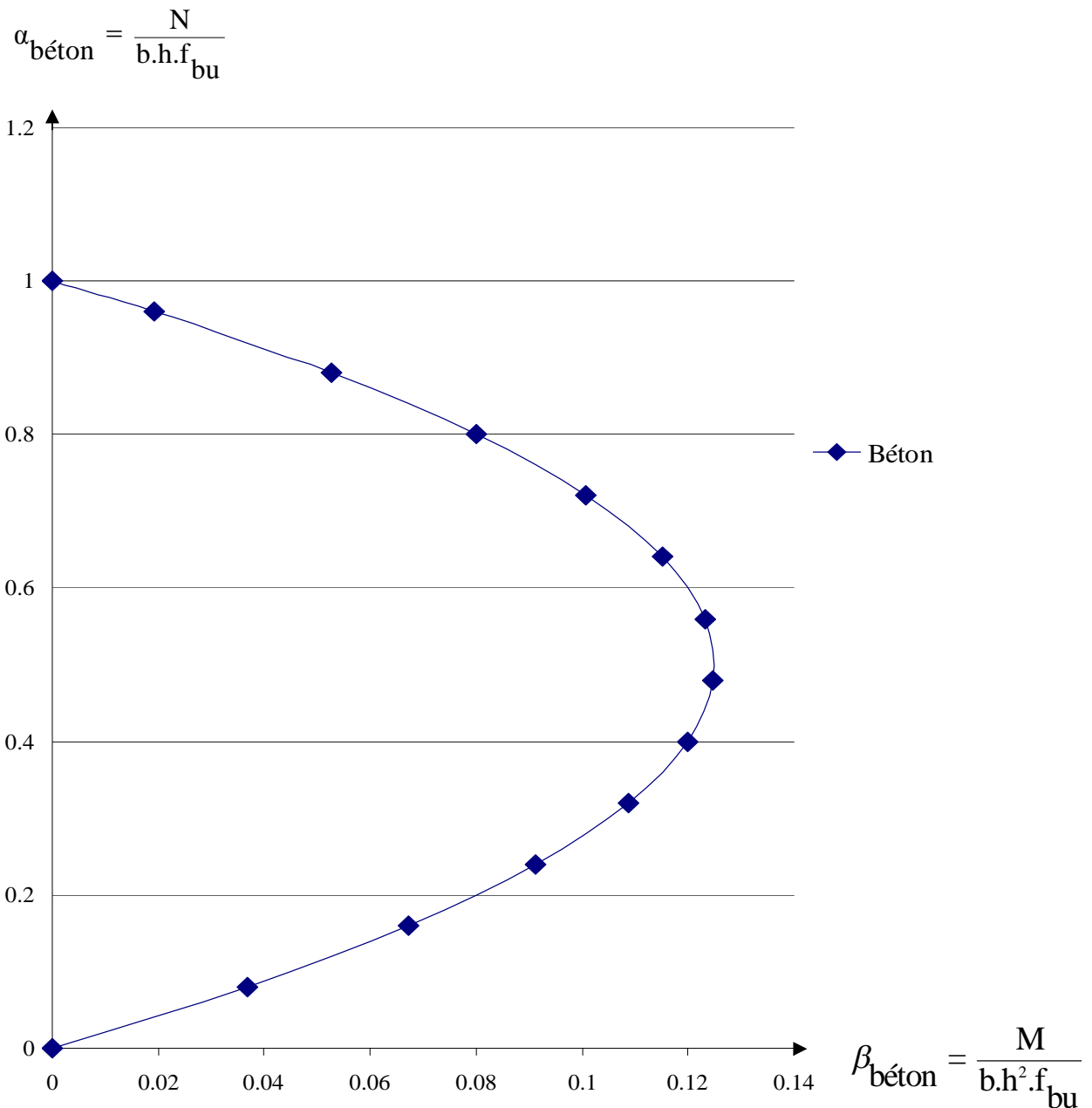


Figure III.2. Diagramme d'interaction – contribution du béton.

Chaque point sur la courbe α - β représente un état limite ultime de ruine ; les points à l'intérieur de la courbe représentent les combinaisons en sécurité de N et M ; ceux à l'extérieur représentent des combinaisons inacceptables. Il à noter que les équations (3) et (4) sont basées sur le diagramme rectangulaire simplifié du code BAEL91. Le diagramme simplifié étant destiné principalement pour le calcul de dimensionnement et donc contient des coefficients de sécurité tels que γ_b et γ_s . Donc en réalité, les valeurs de N et M donnant la ruine sont supérieures à celles données par ces équations.

II.2. Contribution des armatures éloignées de la face comprimée

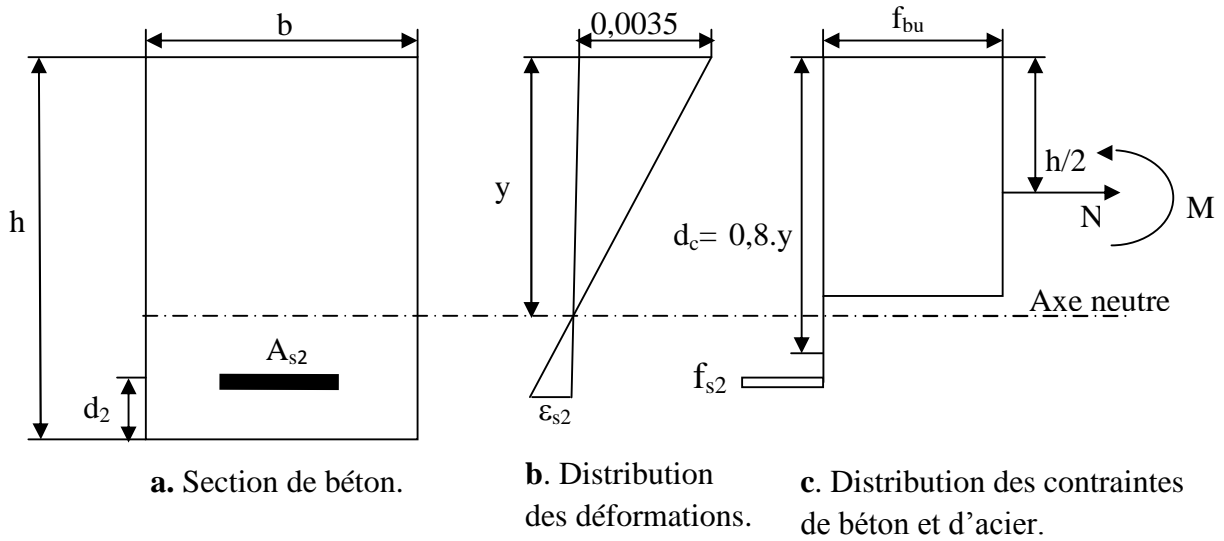


Figure III.3. Diagrammes des déformations et des contraintes pour une section en béton avec armatures éloignées de la face comprimée.

L'effort d'une section d'acier A_{s2} sera une force axiale $N(A_{s2}) = A_{s2} \cdot f_{s2}$ (5)

où f_{s2} est la contrainte de traction des armatures correspondant à la déformation ε_{s2} dans la figure ci-dessus.

La contribution du moment fléchissant par rapport au milieu de la section est :

$$M(A_{s2}) = A_{s2} \cdot f_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_2 \right) \quad (6)$$

La force de traction des aciers $A_{s2} \cdot f_{s2}$ dans la figure (III.3.c) produit un moment agissant dans le même sens que celui produit par le bloc de contrainte du béton.

Sous une forme sans dimension, ces équations deviennent :

$$\alpha_{s2} = \frac{N(A_{s2})}{f_{bu} \cdot b \cdot h} = \left(\frac{A_{s2}}{b \cdot h} \right) \cdot \frac{f_{s2}}{f_{bu}} \quad (7)$$

$$\beta_{s2} = \frac{M(A_{s2})}{f_{bu} \cdot b \cdot h^2} = \left(\frac{1}{2} - \frac{d_2}{h} \right) \cdot \alpha_{s2} \quad (8)$$

Pour une section donnée, les quantités $\frac{A_{s2}}{b \cdot h}$, $\frac{d_2}{h}$ et f_{bu} sont connues. Donc α_{s2} et β_{s2} sont complètement définies par la contrainte des aciers f_{s2} , qui pour un acier donné, dépendent uniquement de la déformation ϵ_{s2} .

A partir de la figure (b) on a :
$$\frac{\epsilon_{s2}}{0,0035} = \frac{(h - y) - d_2}{y} \tag{9}$$

Ceci veut dire que la déformation des aciers ϵ_{s2} et donc les valeurs de α_{s2} et β_{s2} sont complètement définies par le rapport y/h .

Pour une section de poteau donnée, les valeurs de α_{s2} et β_{s2} peuvent être déterminées pour une gamme de valeurs de y/h . Quand ces valeurs sont superposées aux valeurs de $\alpha_{béton}$ et $\beta_{béton}$ on obtient un nouveau diagramme d'interaction (voir figure III.4).

La figure ci après correspond à une section dont les caractéristiques sont données ci dessous :

$\frac{A_{s2}}{b \cdot h} = 1\%$, $d_2/h = 0,1$, $f_e = 400 \text{ Mpa}$, $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$, $f_{bu} = 25 \text{ MPa}$

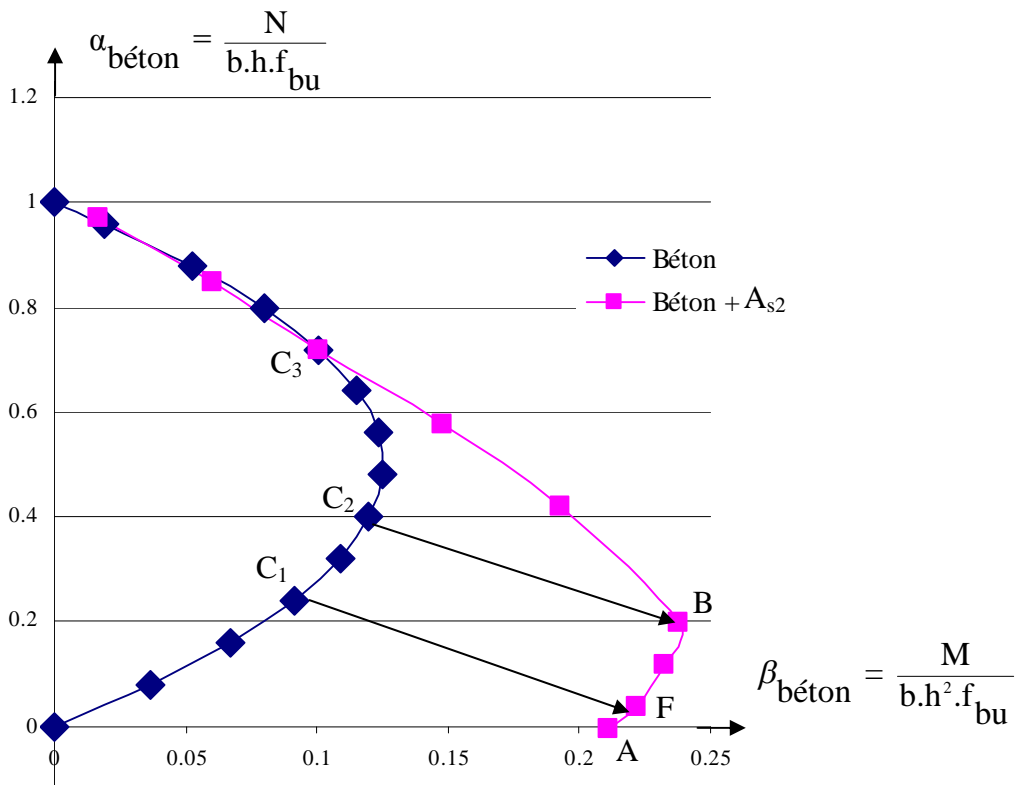


Figure III.4. Diagramme d'interaction – contribution des aciers éloignés de la face de compression ajoutée à celle du béton.

La figure montre que pour n'importe quelle valeur de y/h , l'effet des armatures est représenté par le vecteur $\alpha_{s2} + \beta_{s2}$ dont la longueur est donnée par : $\sqrt{(\alpha_{s2})^2 + (\beta_{s2})^2}$

$$\begin{aligned} \text{Son inclinaison ; } \operatorname{tg}^{-1} \frac{\beta_{s2}}{\alpha_{s2}} &= \operatorname{tg}^{-1} \left[\frac{\left(\frac{1}{2} - \frac{d_2}{h}\right) \cdot \alpha_{s2}}{\alpha_{s2}} \right] \\ &= \operatorname{tg}^{-1} \left[\left(\frac{1}{2} - \frac{d_2}{h} \right) \right] \end{aligned} \quad (10)$$

Donc pour ($y/h = 0,4$), le point C1 est déplacé vers le point F ; c'est-à-dire que le point F représente une combinaison entre l'effort axial et le moment fléchissant qui produirait un état de ruine (rupture).

Commentaires

a- Pour $y/h = 1 - d_2/h$ ($= 0,9$ dans ce cas), la déformation des armatures ε_{s2} est nulle ; donc à partir des équations (7) et (8), les valeurs de $\alpha_{s2} + \beta_{s2}$ sont toutes les deux nulles et l'acier dans ce cas est inactif (point C3).

b- Pour $y/h > 1 - d_2/h$, ε_{s2} (équation 9) est positive et donc les armatures sont en compression.

c- Pour $y/h < 1 - d_2/h$, ε_{s2} est négative et les armatures sont en traction.

d- Pour y/h égal à une certaine valeur critique, $\left(\frac{y}{h} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,002} \cdot \left(1 - \frac{d_2}{h}\right)\right) = 0,573$ dans

ce cas, point C2), la déformation ε_{s2} atteint sa limite élastique (0,002) et les armatures atteignent leur limite élastique en traction f_e/γ_s .

e- Quand y/h se déplace au delà de ($y/h = 0,573$, la longueur du vecteur diminue jusqu'à la disparition à ($y/h = 0,9$), au-delà de cette valeur, la longueur du vecteur augmente dans la direction opposée pour des grandes valeurs de y/h .

L'inclinaison du vecteur est constante, étant donné par l'équation (10).

f- Quand la force axiale et le moment fléchissant sur la section des poteaux sont tels que (α, β) se situe sur le point B $(\frac{y}{h} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,002} \cdot (1 - \frac{d_2}{h}) = 0,573)$, la déformation maximale du béton atteint 0,0035 simultanément avec les armatures atteignant leur limite élastique f_e/γ_s ; ce mode de rupture est dénommé (rupture balancée).

Pour les (N, M) combinaisons représentées par les points sur la courbe au dessus de B, les armatures n'atteignent pas leur limite élastique f_e/γ_s en traction quand la déformation du béton atteint 0,0035. Pour les combinaisons (N,M) sur la courbe au dessous de B, les armatures atteignent leur limite élastique f_e/γ_s avant que la déformation du béton n'atteigne la valeur 0,0035.

On peut conclure que :

« Pour une section de poteau, atteindre la condition de balancement à la rupture dépend plutôt du chargement que de la quantité d'acier (comme c'est le cas pour une poutre) ».

II.3. Contribution des armatures proches de la face comprimée

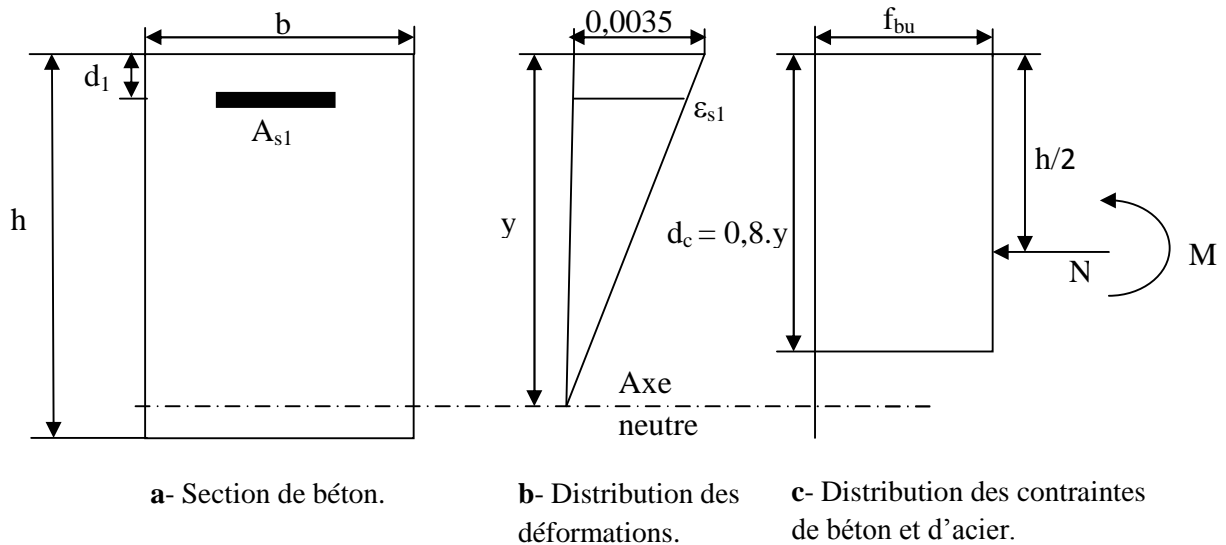


Figure III.5. Diagrammes des déformations et des contraintes pour une section en béton avec armatures près de la face comprimée.

$$N(A_{s1}) = A_{s1} \cdot f_{s1} \tag{11}$$

$$M(A_{s1}) = A_{s1} \cdot f_{s1} \cdot (\frac{h}{2} - d_1) \tag{12}$$

Sous forme sans dimensions :

$$\alpha_{s1} = \frac{N(A_{s1})}{f_{bu} \cdot b \cdot h} = \left(\frac{A_{s1}}{b \cdot h} \right) \cdot \frac{f_{s1}}{f_{bu}} \quad (13)$$

$$\beta_{s1} = \frac{M(A_{s1})}{f_{bu} \cdot b \cdot h^2} = \left(\frac{1}{2} - \frac{d_1}{h} \right) \cdot \alpha_{s1} \quad (14)$$

Où la contrainte de compression des armatures f_{s1} correspond à la déformation ϵ_{s1} .

$$\frac{\epsilon_{s1}}{0,0035} = \frac{y - d_1}{y} = \frac{(y/h) - (d_1/h)}{y/h} \quad (15)$$

Pour n'importe quelle valeur de y/h , α_{s1} et β_{s1} peuvent être déterminées du fait que pour une section de poteau donnée les quantités $(A_{s1}/b \cdot h)$; (d_1/h) , la contrainte limite du béton f_{bu} et les propriétés de l'acier sont connues.

L'effet de (A_{s1}) est représenté par le vecteur $\alpha_{s1} + \beta_{s1}$ incliné d'un angle constant par rapport à l'axe des (α) .

L'inclinaison du vecteur est :

$$i = \text{tg}^{-1} \left(\frac{\beta_{s1}}{\alpha_{s1}} \right) = \text{tg}^{-1} \left(\frac{1}{2} - \frac{d_1}{h} \right) \quad (16)$$

En superposant les valeurs de α_{s1} et β_{s1} aux valeurs $\alpha_{\text{beton}} + \alpha_{s2}$ et $\beta_{\text{beton}} + \beta_{s2}$ respectivement, on obtient la courbe représentée par la figure (III.6).

Cette courbe correspond à une section caractérisée par :

$$A_{s1}/b \cdot h = 1\%$$

$$d_1/h = 0,1$$

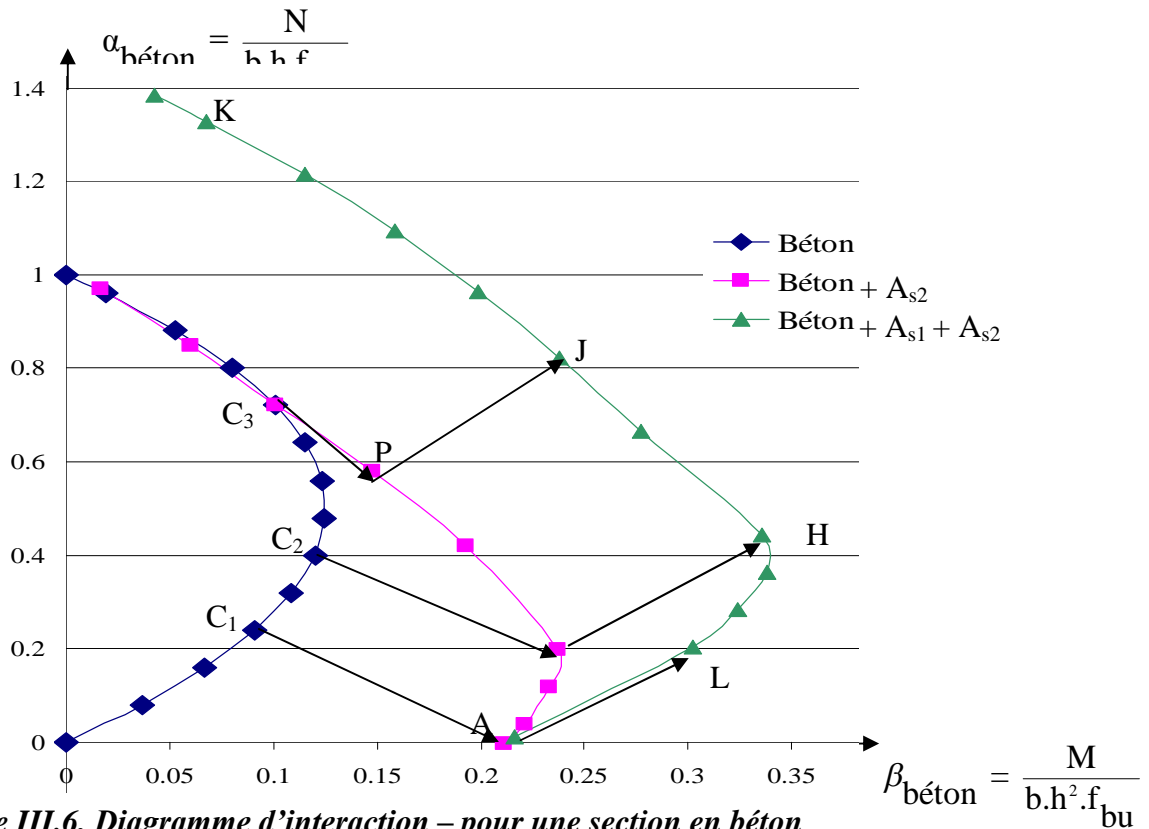


Figure III.6. Diagramme d'interaction – pour une section en béton armée sur les deux faces.

La courbe (A L H J K) est la courbe d'interaction pour une section de poteau avec armatures dans les deux faces. Cette courbe est identique à celle donnée par le règlement Britannique BS8110[14] (figure III.7)

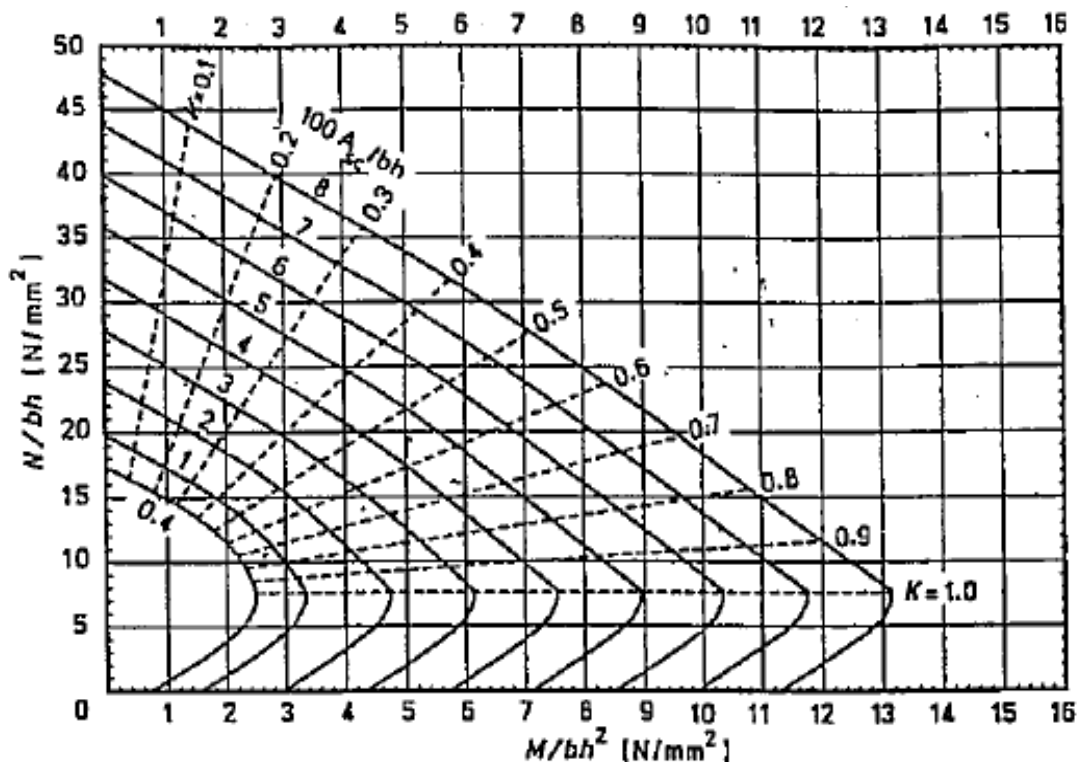


Figure III.7. Diagramme d'interaction – pour une section en béton selon BS8110. [14]

Pour n'importe quel point sur la courbe :

En superposant les valeurs de α_{s1} et β_{s1} aux valeurs $\alpha_{\text{béton}} + \alpha_{s2}$ et $\beta_{\text{béton}} + \beta_{s2}$ respectivement, on obtient la courbe représentée par la figure (III.6).

$$\begin{cases} \alpha = \alpha_{\text{béton}} + \alpha_{s2} + \alpha_{s1} & (17) \\ \beta = \beta_{\text{béton}} + \beta_{s2} + \beta_{s1} & (18) \end{cases}$$

En effet, l'addition des équations (1), (5) et (11) donne :

$$N = 0,8.f_{bu}.b.y + f_{s1}.A_{s1} + f_{s2}.A_{s2} \quad (19)$$

L'addition des équations (2), (6) et (12) donne :

$$M = 0,4.f_{bu}.b.y.(h-0,8.y) + f_{s1}.A_{s1}.\left(\frac{h}{2} - d_1\right) - f_{s2}.A_{s2}.\left(\frac{h}{2} - d_2\right) \quad (20)$$

III.4. Cas où y/h est supérieur à 1,25

L'analyse précédente est valable pour toutes les sections sollicitées par des combinaisons (M, N) telle que la profondeur du bloque de contrainte $d_c = 0,8.y < h \Rightarrow y/h < 1/0,8 = 1,25$. [12]

Quand $y/h \geq 1,25$, la profondeur du bloque de contrainte d_c ne sera plus égale à $0,8.y$ mais $d_c = h$ pour toutes les situations donnant $y/h \geq 1,25$ ou $y \geq 1,25.h$. Les situations où l'axe neutre est suffisamment en dehors de la section ($y/h \geq 1,25$) sont celles produites par un faible moment de flexion M et un effort normal N relativement élevé.

α_{s2} et β_{s2} sont calculés à partir des équations (7) et (8) sans modification.

α_{s1} et β_{s1} sont calculés à partir des équations (13) et (14) sans modification.

II.5. Flexion biaxiale

On a étudié le cas d'une section soumise à un effort axial et un moment fléchissant suivant une seule direction. En pratique, les poteaux sont situés au niveau des points d'intersection des portiques longitudinaux et transversaux, donc ils sont soumis en plus de l'effort axial à des moments fléchissant suivant deux directions le plus souvent orthogonales, comme indiqué en (Figure III.8).

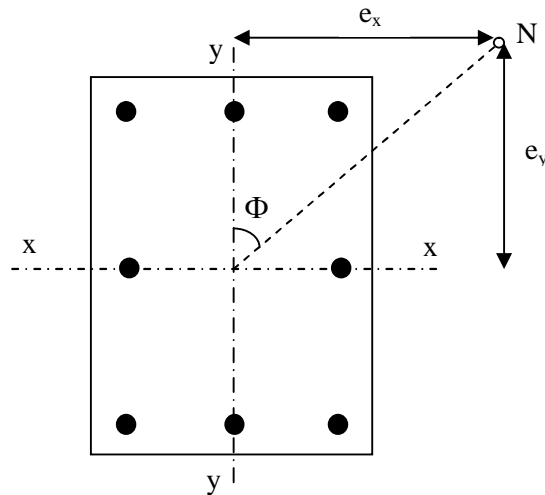


Figure III.8. Flexion biaxiale – excentricité de l'effort axial.

L'effort « N » agit avec des excentricités « e_x » et « e_y ».

$$M_x = N.e_y$$

$$M_y = N.e_x$$

$$\text{Soit } M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2} \quad [12]$$

- Si l'excentricité $e_x = 0$, Φ est alors égal à zéro et la section se trouve soumise à un effort normal et un moment M_x , dans ce cas la courbe d'interaction est A_1A_2 sur la figure suivante :

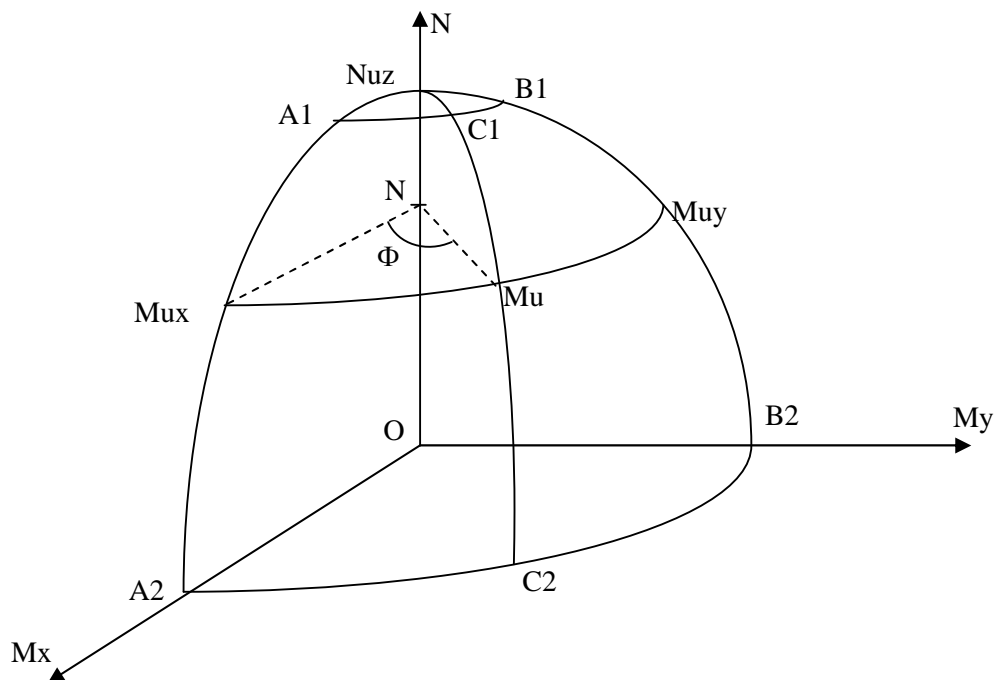


Figure III.9. Flexion biaxiale – surface d'interaction [12].

Pour un effort « N » donné, la valeur de M_{ux} qui entraine une rupture peut être lue sur cette courbe (similaire à la courbe ALHJK de la figure III.6).

- Si $e_y = 0$, $\Phi = 90^\circ$ et la section se trouve soumise à un effort normal « N » et un moment M_y , dans ce cas la courbe d'interaction est B_1B_2 .

Pour le cas d'une flexion biaxiale comme ci-dessus où $e_x \neq 0$ et $e_y \neq 0$ l'angle Φ a une valeur intermédiaire donnée entre 0 et 90° , la courbe d'interaction est C_1C_2 .

Avec la variation de l'angle Φ de 0 à 90° la courbe C_1C_2 balaye une surface d'interaction.

Pour une valeur donnée de « N », si on coupe la surface d'interaction par un plan horizontal au niveau ON, la courbe d'interaction donne la relation entre Φ et la valeur de M_u du moment M qui produira la rupture. Ceci veut dire que pour une valeur donnée de N, cette section horizontale définit la courbe d'interaction M_x - M_y pour cette valeur de N [12].

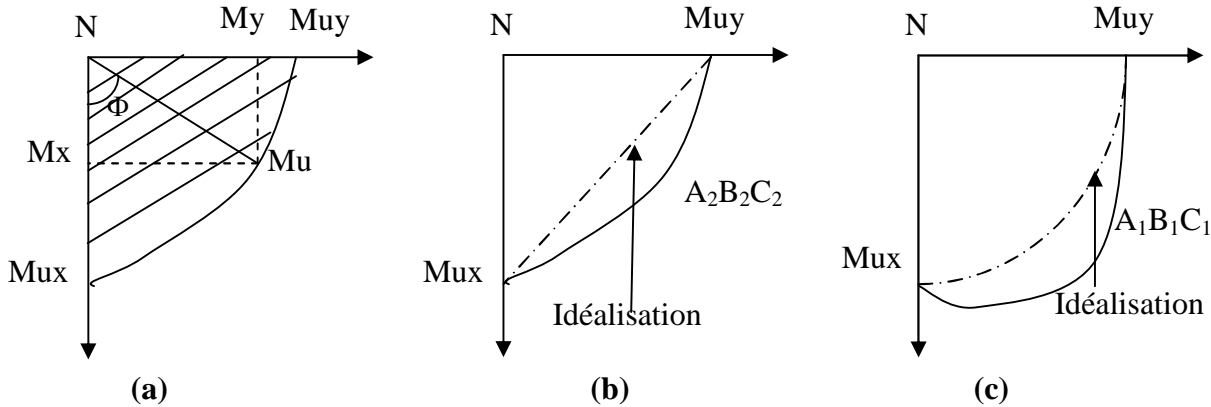


Figure III.10. Courbe d'interaction M_x - M_y [12].

Les points dans la partie hachurée représentent les combinaisons acceptables de (N, M_x, M_y) ; les points à l'extérieur de la partie hachurée représentent les combinaisons inacceptables.

- La forme de la courbe de bordure (Fig III.10.a), c'est-à-dire la courbe d'interaction de M_x et M_y dépend du rapport de l'effort réel N à celui de la capacité ultime de l'effort axial de la section (en l'absence du moment), noté N_{uz} .

- Si N/N_{uz} est petit, alors la courbe peut être idéalisée par une droite (Fig III.10.b)

$$\text{donnant : } \frac{M_x}{N_{uz}} + \frac{M_y}{N_{uy}} = 1 \quad [12] \tag{21}$$

- Si N/N_{uz} s'approche de l'unité, la courbe peut être idéalisée par une ellipse (Fig III.10.c)

$$\left(\frac{M_x}{M_{ux}}\right)^2 + \left(\frac{M_y}{M_{uy}}\right)^2 = 1 \quad [12] \quad (22)$$

Dans le cas général, pour une valeur quelconque de N/N_{uz} :

$$\left(\frac{M_x}{M_{ux}}\right)^{\alpha_n} + \left(\frac{M_y}{M_{uy}}\right)^{\alpha_n} = 1 \quad [12] \quad (23)$$

où M_x et M_y sont les moments par rapport aux axes principal et secondaire respectivement.

M_{ux} : moment maximal en supposant un effort un effort « N » et un moment fléchissant par rapport à l'axe principal uniquement.

M_{uy} : moment max en supposant un effort un effort « N » et un moment fléchissant par rapport à l'axe secondaire uniquement.

α_n : coefficient numérique qui dépend de N/N_{uz} .

$$N_{uz} = (\text{section du béton comprimé}).f_{bu} + (\text{section des aciers comprimés}).f_c/\gamma_s$$

Le tableau suivant donne quelques valeurs de α_n :

Tableau III.2. Valeurs de α_n pour différentes valeurs de N/N_{uz} [12]

| N/N_{uz} | $\leq 0,2$ | 0,4 | 0,6 | $\geq 0,8$ |
|------------|------------|------|------|------------|
| α_n | 1,00 | 1,33 | 1,67 | 2,00 |

III. ETUDE DE LA CAPACITE PORTANTE D'UN POTEAU APRES RENFORCEMENT PAR GAINAGE

Si le poteau présente une insuffisance vis-à-vis de la résistance aux combinaisons (M, N), la section de ce dernier va être gainée en vue d'augmenter sa capacité portante, la section obtenue est donnée en figure III.11.

- 1- Section existante.
- 2- Section ajoutée.
- 3- Armatures ajoutées.
- 4- Cadres ajoutés

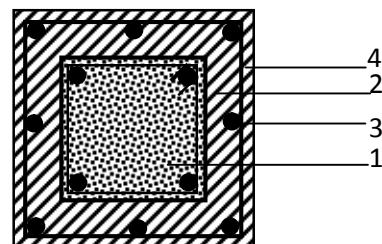


Figure III.11. Détail d'une section de poteau gainé.

Selon les caractéristiques de la section, trois cas peuvent se présenter :

III.1. L'axe neutre est situé entre les deux nappes proches de la face de compression

Dans ce cas, la nappe ajoutée proche de la face de compression est comprimée et les 3 autres nappes sont tendues (voir figure III.12).

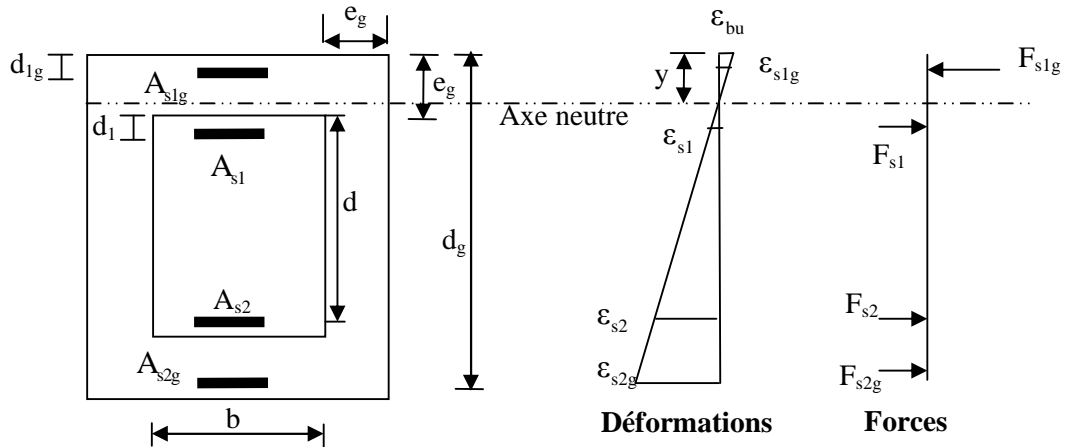


Figure III.12. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé.

III.1.1. Contribution du béton sans armatures

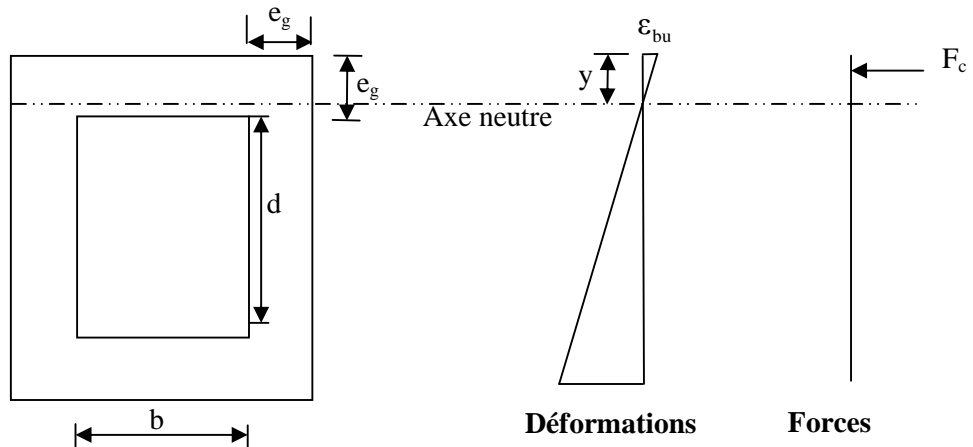


Figure III.13. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Contribution du béton.

On pose :

$$B = b + 2 \cdot e_g$$

$$H = h + 2 \cdot e_g$$

A partir de la condition d'équilibre :

$$N_{\text{béton}} = f_{bu} \cdot B \cdot d_c = 0,8 \cdot f_{bu} \cdot B \cdot y \tag{24}$$

Le moment par rapport au milieu de la section de béton vaut :

$$M_{\text{béton}} = N \cdot \left(\frac{H}{2} - \frac{d_c}{2} \right)$$

$$M_{\text{béton}} = \frac{0,8}{2} f_{\text{bu}} \cdot B \cdot y \cdot (H - 0,8 \cdot y) = 0,4 \cdot f_{\text{bu}} \cdot B \cdot y \cdot (H - 0,8 \cdot y) \quad (25)$$

Les équations (1) et (2) peuvent être exprimées sous une forme sans dimensions :

$$\alpha_{\text{béton}} = \frac{N_{\text{béton}}}{f_{\text{bu}} \cdot B \cdot H} = 0,8 \cdot \frac{y}{H} \quad (26)$$

$$\beta_{\text{béton}} = \frac{M_{\text{béton}}}{f_{\text{bu}} \cdot B \cdot H^2} = 0,4 \cdot \frac{y}{H} \cdot \left(1 - 0,8 \cdot \frac{y}{H} \right)$$

$$\beta_{\text{béton}} = \frac{\alpha_{\text{béton}}}{2} \cdot (1 - \alpha_{\text{béton}}) \quad (27)$$

III.1.2. Contribution des armatures éloignées de la face comprimée

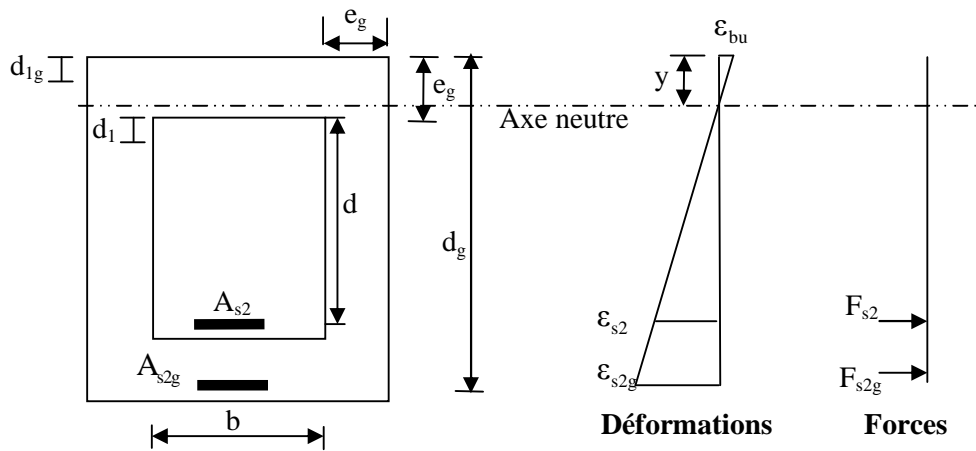


Figure III.14. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Contribution des armatures éloignées de la face comprimée

L'effet d'une section d'acier existante A_{s2} sera une force axiale :

$$N(A_{s2}) = - A_{s2} \cdot f_{s2} \quad (27)$$

Où f_{s2} est la contrainte de traction des armatures correspondant à la déformation ϵ_{s2} dans la (figure III.14).

Le moment fléchissant par rapport au milieu de la section est :

$$M(A_{s2}) = A_{s2} \cdot f_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_2 \right) \quad (28)$$

Sous une forme sans dimension, ces équations deviennent :

$$\alpha_{s2} = \frac{N(A_{s2})}{f_{bu} \cdot B \cdot H} = - \left(\frac{A_{s2}}{B \cdot H} \right) \cdot \frac{f_{s2}}{f_{bu}} \quad (29)$$

$$\beta_{s2} = \frac{M(A_{s2})}{f_{bu} \cdot B \cdot H^2} = \frac{A_{s2} \cdot f_{s2} \cdot (h/2 - d_2)}{f_{bu} \cdot B \cdot H^2} = - \frac{(h/2 - d_2)}{H} \cdot \alpha_{s2} \quad (30)$$

A partir de la figure (figure III.14) ; on a :

$$\frac{\varepsilon_{s2}}{0,0035} = \frac{(d + e_g) - y}{y} \quad (31)$$

- L'effet d'une section d'acier ajoutée éloignée de la face comprimée est donné par :

$$N(A_{s2g}) = - A_{s2g} \cdot f_{s2g} \quad (32)$$

La contribution du moment fléchissant par rapport au milieu de la section est :

$$M(A_{s2g}) = A_{s2g} \cdot f_{s2g} \cdot \left(\frac{H}{2} - d_{2g} \right) \quad (33)$$

Sous une forme sans dimension, ces équations deviennent :

$$\alpha_{s2g} = \frac{N(A_{s2g})}{f_{bu} \cdot B \cdot H} = - \left(\frac{A_{s2g}}{B \cdot H} \right) \cdot \frac{f_{s2g}}{f_{bu}} \quad (34)$$

$$\beta_{s2g} = \frac{M(A_{s2g})}{f_{bu} \cdot B \cdot H^2} = \frac{A_{s2g} \cdot f_{s2g} \cdot (H/2 - d_{2g})}{f_{bu} \cdot B \cdot H^2} = - \frac{(H/2 - d_{2g})}{H} \cdot \alpha_{s2g} \quad (35)$$

Où la contrainte de compression des armatures f_{s2g} correspond à la déformation ε_{s2g} .

$$\frac{\varepsilon_{s2g}}{0,0035} = \frac{d_g - y}{y} \quad (36)$$

III.1.3. Contribution des armatures proches de la face comprimée

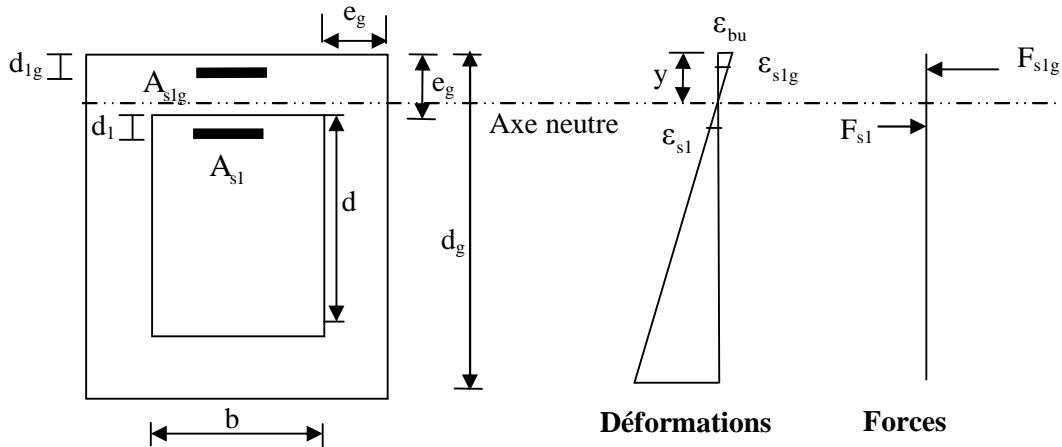


Figure III.15. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Contribution des armatures proches de la face de compression.

L'effet des armatures existantes proches de la face de compression est :

$$N(A_{s1}) = - A_{s1} \cdot f_{s1} \quad (37)$$

$$M(A_{s1}) = - A_{s1} \cdot f_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) \quad (38)$$

Sous forme sans dimensions :

$$\alpha_{s1} = \frac{N(A_{s1})}{f_{bug} \cdot B \cdot H} = - \left(\frac{A_{s1}}{B \cdot H} \right) \cdot \frac{f_{s1}}{f_{bu}} \quad (39)$$

$$\beta_{s1} = \frac{M(A_{s1})}{f_{bu} \cdot B \cdot H^2} = - \frac{A_{s1} \cdot f_{s1} \cdot (h/2 - d_1)}{f_{bu} \cdot B \cdot H^2} = \frac{h/2 - d_1}{H} \cdot \alpha_{s1} \quad (40)$$

Où la contrainte de compression des armatures f_{s1} correspond à la déformation ε_{s1} .

$$\frac{\varepsilon_{s1}}{0,0035} = \frac{(d_1 + e_g) - y}{y} \quad (41)$$

• L'effet des armatures ajoutées proches de la face comprimée est donné par :

$$N(A_{s1g}) = A_{s1g} \cdot f_{s1g} \quad (42)$$

$$M(A_{s1g}) = A_{s1g} \cdot f_{s1g} \cdot \left(\frac{H}{2} - d_{1g} \right) \quad (43)$$

Sous forme sans dimensions :

$$\alpha_{s1g} = \frac{N(A_{s1g})}{f_{bu} \cdot B \cdot H} = \left(\frac{A_{s1g}}{B \cdot H} \right) \cdot \frac{f_{s1g}}{f_{bu}} \quad (44)$$

$$\beta_{s1g} = \frac{M(A_{s1g})}{f_{bu} \cdot B \cdot H^2} = \frac{A_{s1g} \cdot f_{s1g} \cdot (H/2 - d_{1g})}{f_{bu} \cdot B \cdot H^2}$$

$$\beta_{s1g} = \frac{(H/2 - d_{1g})}{H} \cdot \alpha_{s1g} \quad (45)$$

Où la contrainte de compression des armatures f_{s1g} correspond à la déformation ϵ_{s1g} .

$$\frac{\epsilon_{s1g}}{0,0035} = \frac{y - d_{1g}}{y} \quad (46)$$

Pour n'importe quel point :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \alpha_{\text{béton}} + \alpha_{s2} + \alpha_{s2g} + \alpha_{s1} + \alpha_{s1g} \\ \beta = \beta_{\text{béton}} + \beta_{s2} + \beta_{s2g} + \beta_{s1} + \beta_{s1g} \end{array} \right. \quad (47)$$

$$\quad (48)$$

En effet, l'addition des équations (24), (27), (32), (37) et (42) donne :

$$N = 0,8 \cdot f_{bu} \cdot B \cdot y - f_{s1} \cdot A_{s1} + f_{s1g} \cdot A_{s1g} - f_{s2} \cdot A_{s2} - f_{s2g} \cdot A_{s2g} \quad (49)$$

L'addition des équations (25), (28), (33), (38) et (43) donne :

$$M = 0,4 \cdot f_{bu} \cdot B \cdot y \cdot (H - 0,8 \cdot y) + A_{s2} \cdot f_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_2 \right) + A_{s2g} \cdot f_{s2g} \cdot \left(\frac{H}{2} - d_{2g} \right) - A_{s1} \cdot f_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) + A_{s1g} \cdot f_{s1g} \cdot \left(\frac{H}{2} - d_{1g} \right) \quad (50)$$

III.2. L'axe neutre est situé entre les deux nappes d'armatures existantes

Dans ce cas, les deux nappes d'armatures proches de la face de compression sont comprimées et celles éloignées de cette dernière sont tendues. Les diagrammes des déformations et des forces sont donnés en figure III.16.

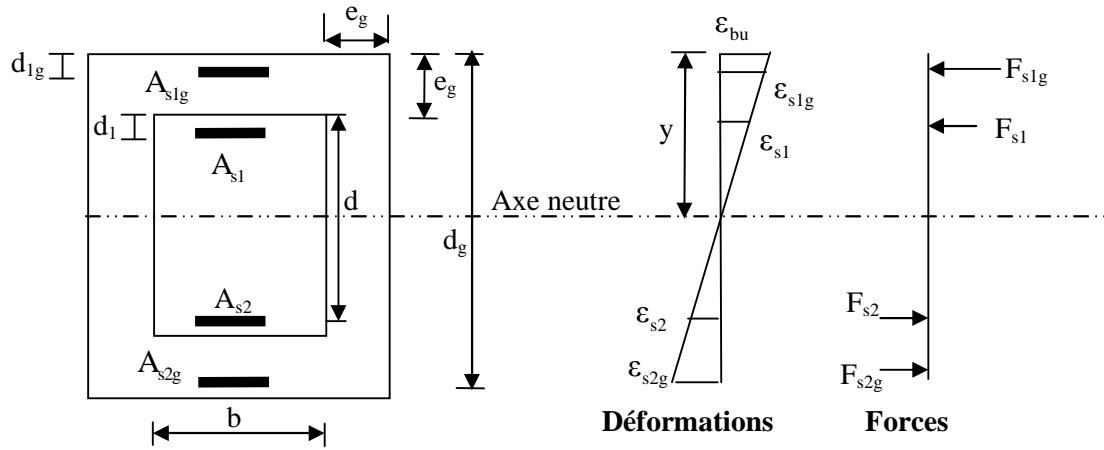


Figure III.16. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Axe neutre entre les nappes existantes.

III.2.1 Contribution du béton sans armatures

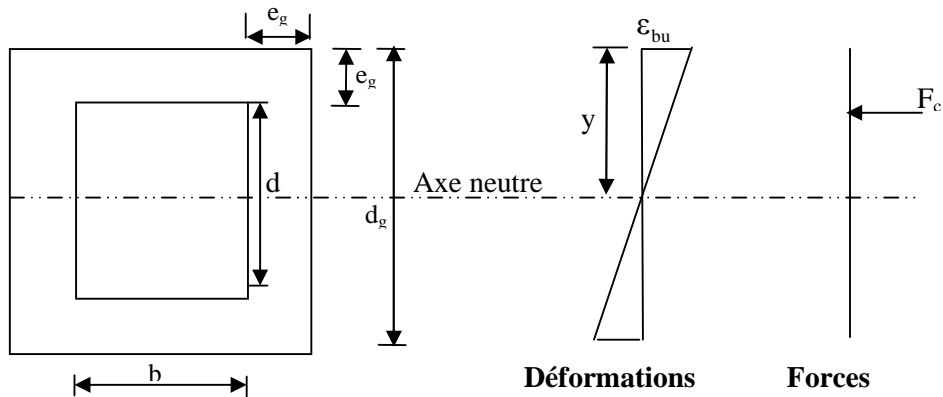


Figure III.17. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Contribution du béton.

- L'effort dans le béton est donné par :

$$N_{\text{béton}} = 0,8 \cdot y \cdot B \cdot f_{\text{bu}} \quad (51)$$

Le moment par rapport au centre de la section est :

$$M_{\text{béton}} = 0,8 \cdot y \cdot B \cdot f_{\text{bu}} \cdot (H/2 - 0,4 \cdot y) \quad (52)$$

Les deux équations précédentes peuvent être écrites sous forme sans dimension :

$$\alpha_{\text{béton}} = \frac{0,8 \cdot y \cdot B \cdot f_{\text{bu}}}{B \cdot H \cdot f_{\text{bu}}} = \frac{0,8 \cdot y}{H} \quad (53)$$

$$\beta_{\text{béton}} = \frac{M_{\text{béton}}}{f_{\text{bu}} \cdot B \cdot H^2} = 0,4 \cdot \frac{y}{H} \cdot (1 - 0,8 \cdot \frac{y}{H}) = \frac{\alpha_{\text{béton}}}{2} \cdot (1 - \alpha_{\text{béton}}) \quad (54)$$

III.2.2. Contribution des armatures éloignées de la face comprimée

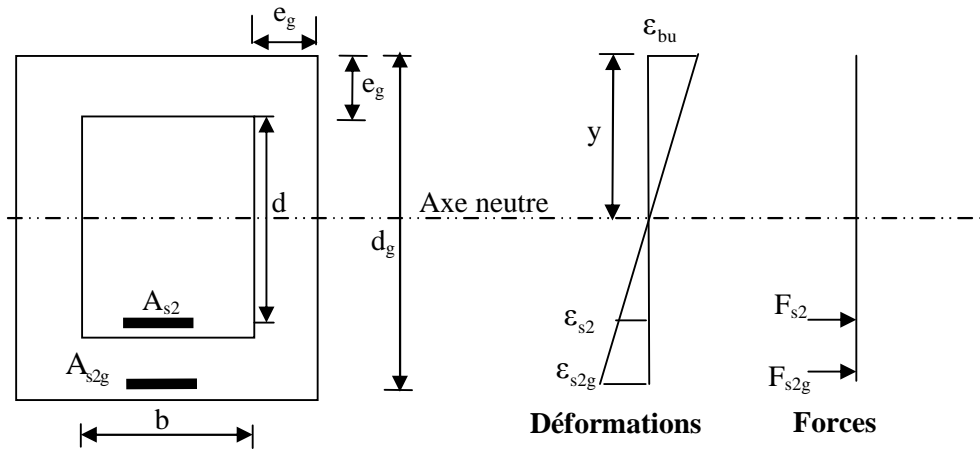


Figure III.18. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Contribution des armatures éloignées de la face comprimée.

L'effet d'une section d'acier existante A_{s2} sera une force axiale :

$$N(A_{s2}) = - A_{s2} \cdot f_{s2} \quad (55)$$

Où f_{s2} est la contrainte de traction des armatures correspondant à la déformation ε_{s2} dans la (figure III.18).

Le moment fléchissant par rapport au milieu de la section est :

$$M(A_{s2}) = A_{s2} \cdot f_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_2 \right) \quad (56)$$

Sous une forme sans dimension, ces équations deviennent :

$$\alpha_{s2} = \frac{N(A_{s2})}{f_{bu} \cdot B \cdot H} = - \left(\frac{A_{s2}}{B \cdot H} \right) \cdot \frac{f_{s2}}{f_{bu}} \quad (57)$$

$$\beta_{s2} = \frac{M(A_{s2})}{f_{bu} \cdot B \cdot H^2} = \frac{A_{s2} \cdot f_{s2} \cdot (h/2 - d_2)}{f_{bu} \cdot B \cdot H^2} = - \frac{(h/2 - d_2)}{H} \cdot \alpha_{s2} \quad (58)$$

A partir de la figure (figure III.18) ; on a :

$$\frac{\varepsilon_{s2}}{0,0035} = \frac{(d + e_g) - y}{y} \quad (59)$$

- L'effet d'une section d'acier ajoutée éloignée de la face comprimée est donné par :

$$N(A_{s2g}) = - A_{s2g} \cdot f_{s2g} \tag{60}$$

La contribution du moment fléchissant par rapport au milieu de la section est :

$$M(A_{s2g}) = A_{s2g} \cdot f_{s2g} \cdot \left(\frac{H}{2} - d_{2g} \right) \tag{61}$$

Sous une forme sans dimension, ces équations deviennent :

$$\alpha_{s2g} = \frac{N(A_{s2g})}{f_{bu} \cdot B \cdot H} = - \left(\frac{A_{s2g}}{B \cdot H} \right) \cdot \frac{f_{s2g}}{f_{bu}} \tag{62}$$

$$\beta_{s2g} = \frac{M(A_{s2g})}{f_{bu} \cdot B \cdot H^2} = \frac{A_{s2g} \cdot f_{s2g} \cdot (H/2 - d_{2g})}{f_{bu} \cdot B \cdot H^2} = - \frac{(H/2 - d_{2g})}{H} \cdot \alpha_{s2g} \tag{63}$$

Où la contrainte de compression des armatures f_{s2g} correspond à la déformation ϵ_{s2g} .

$$\frac{\epsilon_{s2g}}{0,0035} = \frac{d_g - y}{y} \tag{64}$$

III.2.3. Contribution des armatures proches de la face comprimée

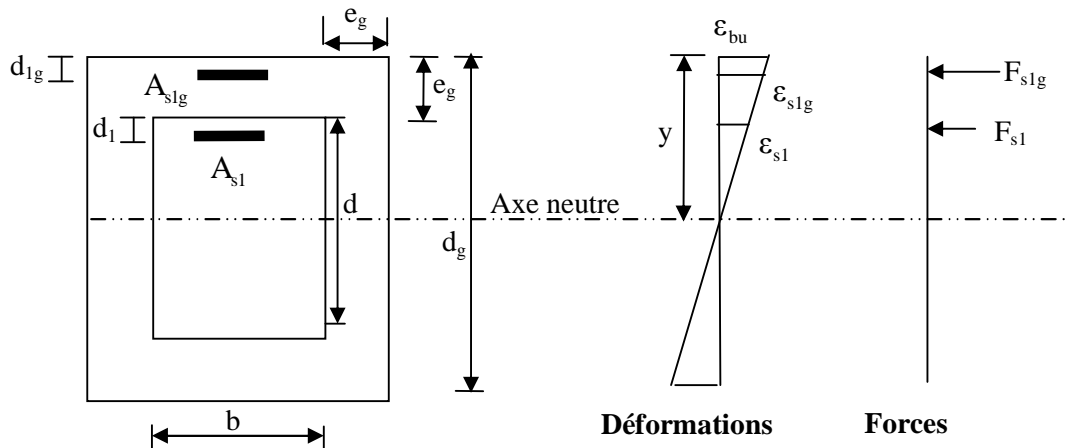


Figure III.19. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Contribution des armatures proches de la face comprimée.

L'effet des armatures existantes proches de la face de compression est :

$$N(A_{s1}) = A_{s1} \cdot f_{s1} \tag{65}$$

$$M(A_{s1}) = A_{s1} \cdot f_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) \tag{66}$$

L'addition des équations (52), (56), (61), (66) et (71) donne :

$$M = 0,4.f_{bu} \cdot B \cdot y \cdot (H - 0,8 \cdot y) + A_{s2} \cdot f_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_2\right) + A_{s2g} \cdot f_{s2g} \cdot \left(\frac{H}{2} - d_{2g}\right) + A_{s1} \cdot f_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1\right) + A_{s1g} \cdot f_{s1g} \cdot \left(\frac{H}{2} - d_{1g}\right) \quad (78)$$

III.3. L'axe neutre est situé entre les deux nappes éloignées de la face de compression

Dans ce cas, la nappe ajoutée éloignée de la face de compression est tendue et les 3 autres nappes sont comprimées, les diagrammes de déformations et des forces sont donnés en (figure III.20).

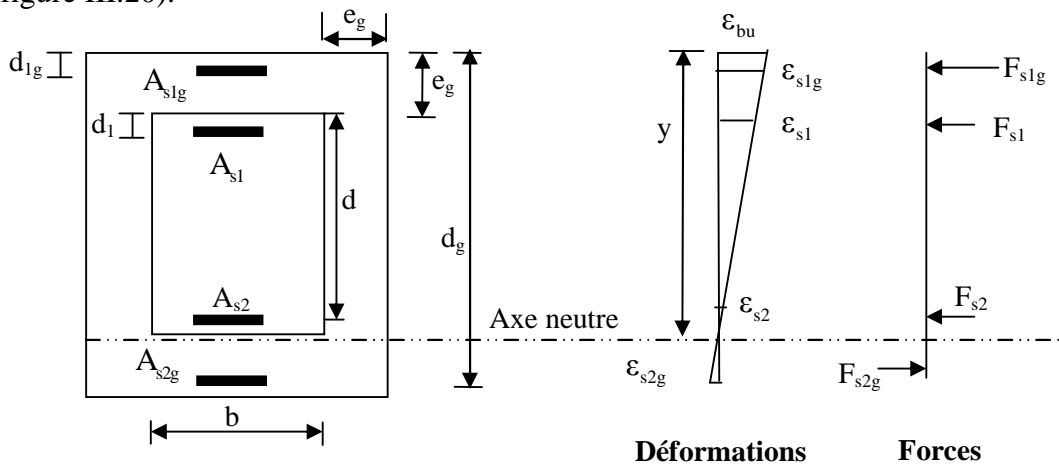


Figure III.20. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Axe neutre entre les nappes éloignées de la face de compression.

III.3.1 Contribution du béton sans armatures

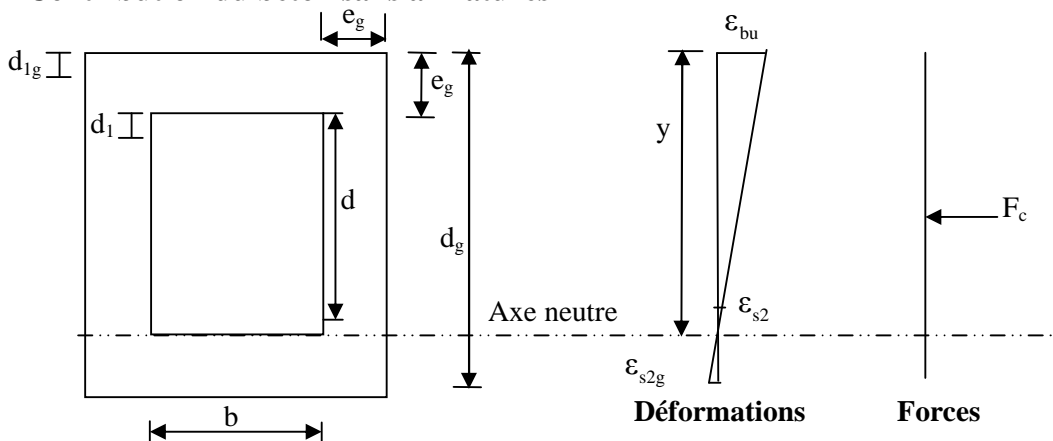


Figure III.21. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Contribution du béton.

- L'effort dans le béton est donné par :

$$N_{\text{beton}} = 0,8 \cdot y \cdot B \cdot f_{bu} \quad (79)$$

Le moment par rapport au centre de la section est :

$$M_{\text{béton}} = 0,8.y.B.f_{\text{bu}}.(H/2 - 0,4.y) \quad (80)$$

Les deux équations précédentes peuvent être écrites sous forme sans dimension :

$$\alpha_{\text{béton}} = \frac{0,8.y.B.f_{\text{bu}}}{B.H.f_{\text{bu}}} = \frac{0,8.y}{H} \quad (81)$$

$$\beta_{\text{béton}} = \frac{M_{\text{béton}}}{f_{\text{bu}}.B.H^2} = 0,4.\frac{y}{H}.\left(1 - 0,8.\frac{y}{H}\right)$$

$$\beta_{\text{béton}} = \frac{\alpha_{\text{béton}}}{2}.\left(1 - \alpha_{\text{béton}}\right) \quad (82)$$

III.3.2. Contribution des armatures éloignées de la face comprimée

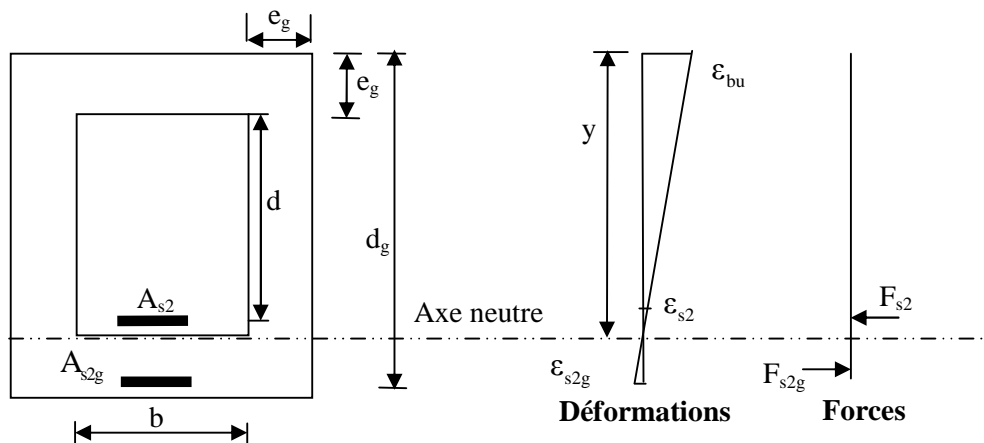


Figure III.22. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Axe neutre entre les nappes éloignées de la face de compression.

L'effet d'une section d'acier existante A_{s2} sera une force axiale :

$$N(A_{s2}) = A_{s2}.f_{s2} \quad (83)$$

Où f_{s2} est la contrainte de traction des armatures correspondant à la déformation ϵ_{s2} dans la (figure III.22).

Le moment fléchissant par rapport au milieu de la section est :

$$M(A_{s2}) = -A_{s2}.f_{s2}.\left(\frac{h}{2} - d_2\right) \quad (84)$$

Sous une forme sans dimension, ces équations deviennent :

$$\alpha_{s2} = \frac{N(A_{s2})}{f_{bu} \cdot B \cdot H} = \left(\frac{A_{s2}}{B \cdot H} \right) \cdot \frac{f_{s2}}{f_{bu}} \quad (85)$$

$$\beta_{s2} = \frac{M(A_{s2})}{f_{bu} \cdot B \cdot H^2} = - \frac{A_{s2} \cdot f_{s2} \cdot (h/2 - d_2)}{f_{bu} \cdot B \cdot H^2} = - \frac{(h/2 - d_2)}{H} \cdot \alpha_{s2} \quad (86)$$

A partir de la figure (figure III.22) ; on a

$$\frac{\epsilon_{s2}}{0,0035} = \frac{y - (d + e_g)}{y} \quad (87)$$

- L'effet d'une section d'acier ajoutée éloignée de la face comprimée est donné par :

$$N(A_{s2g}) = - A_{s2g} \cdot f_{s2g} \quad (88)$$

La contribution du moment fléchissant par rapport au milieu de la section est :

$$M(A_{s2g}) = A_{s2g} \cdot f_{s2g} \cdot \left(\frac{H}{2} - d_{2g} \right) \quad (89)$$

Sous une forme sans dimension, ces équations deviennent :

$$\alpha_{s2g} = \frac{N(A_{s2g})}{f_{bu} \cdot B \cdot H} = - \left(\frac{A_{s2g}}{B \cdot H} \right) \cdot \frac{f_{s2g}}{f_{bu}} \quad (90)$$

$$\beta_{s2g} = \frac{M(A_{s2g})}{f_{bu} \cdot B \cdot H^2} = \frac{A_{s2g} \cdot f_{s2g} \cdot (H/2 - d_{2g})}{f_{bu} \cdot B \cdot H^2} = - \frac{(H/2 - d_{2g})}{H} \cdot \alpha_{s2g} \quad (91)$$

Où la contrainte de compression des armatures f_{s2g} correspond à la déformation ϵ_{s2g} .

$$\frac{\epsilon_{s2g}}{0,0035} = \frac{d_g - y}{y} \quad (92)$$

III.3.3. Contribution des armatures proches de la face comprimée

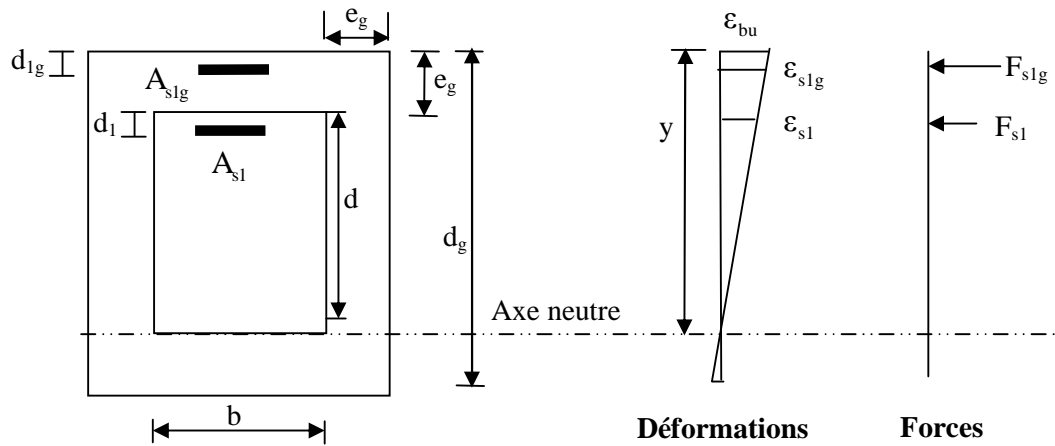


Figure III.23. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Axe neutre entre les nappes éloignées de la face de compression.

L'effet des armatures existantes proches de la face de compression est :

$$N(A_{s1}) = A_{s1} \cdot f_{s1} \quad (93)$$

$$M(A_{s1}) = A_{s1} \cdot f_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1\right) \quad (94)$$

Sous forme sans dimensions :

$$\alpha_{s1} = \frac{N(A_{s1})}{f_{bu} \cdot B \cdot H} = \left(\frac{A_{s1}}{B \cdot H}\right) \cdot \frac{f_{s1}}{f_{bu}} \quad (95)$$

$$\beta_{s1} = \frac{M(A_{s1})}{f_{bu} \cdot B \cdot H^2} = \frac{A_{s1} \cdot f_{s1} \cdot (h/2 - d_1)}{f_{bu} \cdot B \cdot H^2} = \frac{h/2 - d_1}{H} \cdot \alpha_{s1} \quad (96)$$

Où la contrainte de compression des armatures f_{s1} correspond à la déformation ε_{s1} .

$$\frac{\varepsilon_{s1}}{0,0035} = \frac{y - (d_1 + e_g)}{y} \quad (97)$$

• L'effet des armatures ajoutées proches de la face comprimée est donné par :

$$N(A_{s1g}) = A_{s1g} \cdot f_{s1g} \quad (98)$$

$$M(A_{s1g}) = A_{s1g} \cdot f_{s1g} \cdot \left(\frac{H}{2} - d_{1g}\right) \quad (99)$$

Sous forme sans dimensions :

$$\alpha_{s1g} = \frac{N(A_{s1g})}{f_{bu} \cdot B \cdot H} = \left(\frac{A_{s1g}}{B \cdot H} \right) \cdot \frac{f_{s1g}}{f_{bu}} \quad (100)$$

$$\beta_{s1g} = \frac{M(A_{s1g})}{f_{bu} \cdot B \cdot H^2} = \frac{A_{s1g} \cdot f_{s1g} \cdot (H/2 - d_{1g})}{f_{bu} \cdot B \cdot H^2}$$

$$\beta_{s1g} = \frac{(H/2 - d_{1g})}{H} \cdot \alpha_{s1g} \quad (101)$$

Où la contrainte de compression des armatures f_{s1g} correspond à la déformation ϵ_{s1g} .

$$\frac{\epsilon_{s1g}}{0,0035} = \frac{y - d_{1g}}{y} \quad (102)$$

Pour n'importe quel point :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \alpha_{\text{béton}} + \alpha_{s2} + \alpha_{s2g} + \alpha_{s1} + \alpha_{s1g} \\ \beta = \beta_{\text{béton}} + \beta_{s2} + \beta_{s2g} + \beta_{s1} + \beta_{s1g} \end{array} \right. \quad (103)$$

$$\quad (104)$$

En effet, l'addition des équations (79), (83), (88), (93) et (98) donne :

$$N = 0,8 \cdot f_{bu} \cdot B \cdot y + f_{s1} \cdot A_{s1} + f_{s1g} \cdot A_{s1g} + f_{s2} \cdot A_{s2} - f_{s2g} \cdot A_{s2g} \quad (105)$$

L'addition des équations (80), (84), (89), (94) et (99) donne :

$$M = 0,4 \cdot f_{bu} \cdot B \cdot y \cdot (H - 0,8 \cdot y) - A_{s2} \cdot f_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_2 \right) + A_{s2g} \cdot f_{s2g} \cdot \left(\frac{H}{2} - d_{2g} \right) + A_{s1} \cdot f_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) + A_{s1g} \cdot f_{s1g} \cdot \left(\frac{H}{2} - d_{1g} \right) \quad (106)$$

III.4. L'axe neutre est à l'extérieur des deux nappes ajoutées

Dans ce cas, la section sera entièrement comprimée, les diagrammes de déformations et des forces sont donnés en (figure III.24).

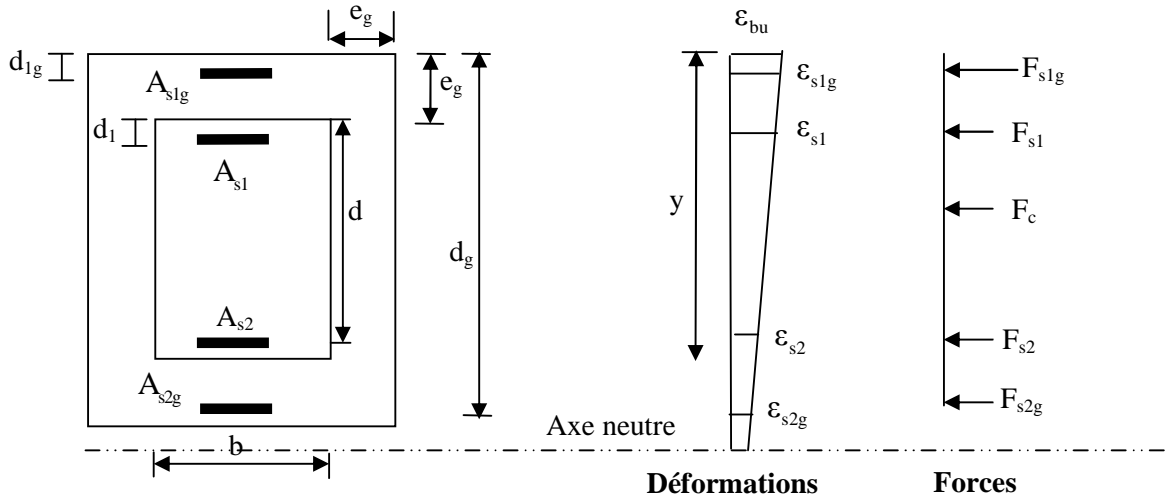


Figure III.24. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Axe neutre à l'extérieur des deux nappes ajoutées.

III.4.1 Contribution du béton sans armatures

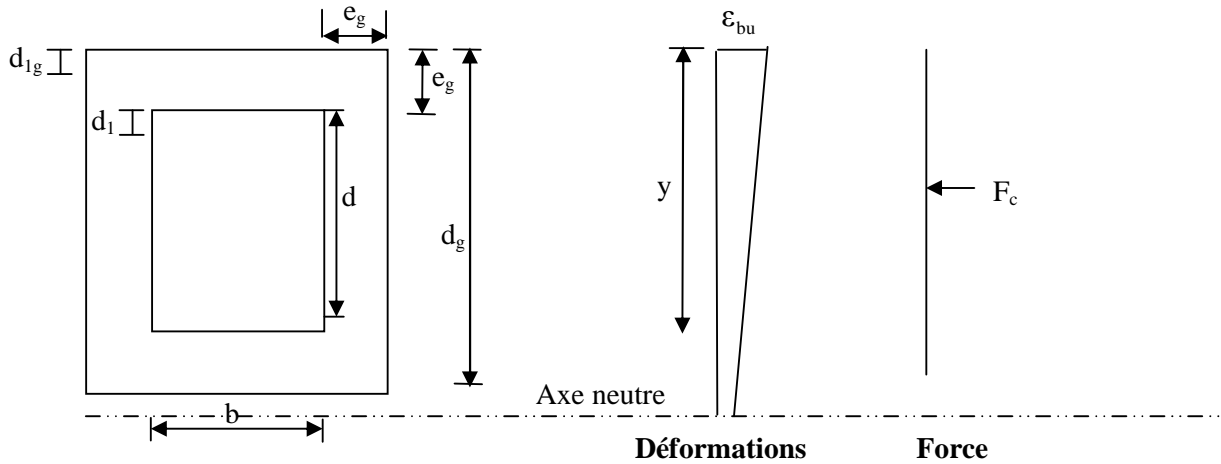


Figure III.25. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Contribution du béton.

$$N_{\text{beton}} = 0,8.y .B.f_{\text{bu}} \tag{107}$$

Le moment par rapport au centre de la section est :

$$M_{\text{beton}} = 0,8.y.B.f_{\text{bu}}.(H/2 - 0,4.y) \tag{108}$$

Les deux équations précédentes peuvent être écrites sous forme sans dimension :

$$\alpha_{\text{beton}} = \frac{0,8.y.B.f_{\text{bu}}}{B.H.f_{\text{bu}}} = \frac{0,8.y}{H} \tag{109}$$

$$\beta_{\text{béton}} = \frac{M_{\text{béton}}}{f_{\text{bu}} \cdot B \cdot H^2} = 0,4 \cdot \frac{y}{H} \cdot \left(1 - 0,8 \cdot \frac{y}{H} \right) = \frac{\alpha_{\text{béton}}}{2} \cdot (1 - \alpha_{\text{béton}}) \quad (110)$$

III.4.2. Contribution des armatures éloignées de la face comprimée

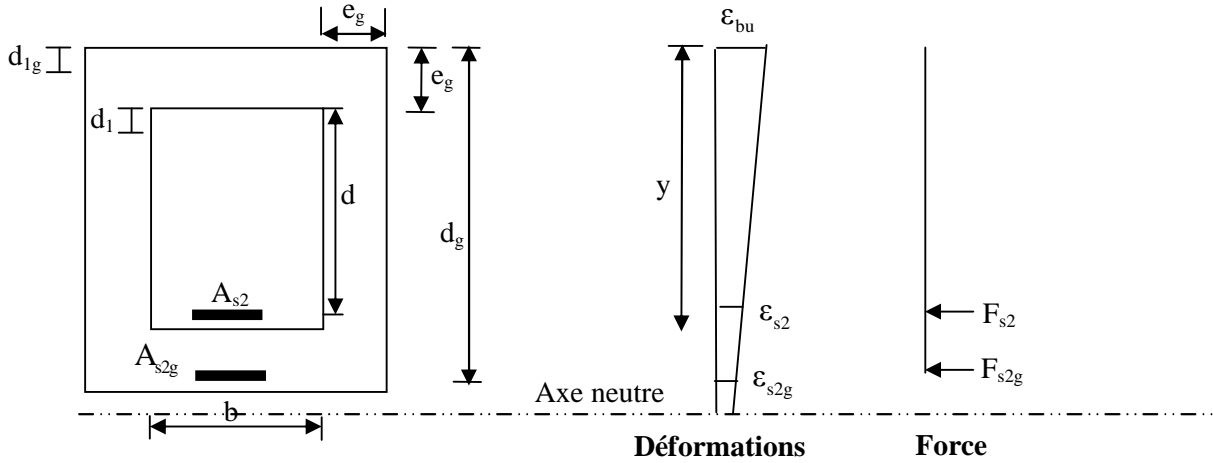


Figure III.26. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Contribution des armatures éloignées de la face de compression.

L'effet d'une section d'acier existante A_{s2} sera une force axiale :

$$N(A_{s2}) = A_{s2} \cdot f_{s2} \quad (111)$$

Où f_{s2} est la contrainte de compression des armatures correspondant à la déformation ϵ_{s2} dans la (figure III.26).

Le moment fléchissant par rapport au milieu de la section est :

$$M(A_{s2}) = - A_{s2} \cdot f_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_2 \right) \quad (112)$$

Sous une forme sans dimension, ces équations deviennent :

$$\alpha_{s2} = \frac{N(A_{s2})}{f_{\text{bu}} \cdot B \cdot H} = \left(\frac{A_{s2}}{B \cdot H} \right) \cdot \frac{f_{s2}}{f_{\text{bu}}} \quad (113)$$

$$\beta_{s2} = \frac{M(A_{s2})}{f_{\text{bu}} \cdot B \cdot H^2} = - \frac{A_{s2} \cdot f_{s2} \cdot (h/2 - d_2)}{f_{\text{bu}} \cdot B \cdot H^2}$$

$$\beta_{s2} = - \frac{(h/2 - d_2)}{H} \cdot \alpha_{s2} \quad (114)$$

A partir de la figure (figure III.26) ; on a :

$$\frac{\varepsilon_{s2}}{0,0035} = \frac{y - (d + e_g)}{y} \quad (115)$$

- L'effet d'une section d'acier ajoutée éloignée de la face comprimée est donné par :

$$N(A_{s2g}) = A_{s2g} \cdot f_{s2g} \quad (116)$$

La contribution du moment fléchissant par rapport au milieu de la section est :

$$M(A_{s2g}) = - A_{s2g} \cdot f_{s2g} \cdot \left(\frac{H}{2} - d_{2g} \right) \quad (117)$$

Sous une forme sans dimension, ces équations deviennent :

$$\alpha_{s2g} = \frac{N(A_{s2g})}{f_{bu} \cdot B \cdot H} = \left(\frac{A_{s2g}}{B \cdot H} \right) \cdot \frac{f_{s2g}}{f_{bu}} \quad (118)$$

$$\beta_{s2g} = \frac{M(A_{s2g})}{f_{bu} \cdot B \cdot H^2} = - \frac{A_{s2g} \cdot f_{s2g} \cdot (H/2 - d_{2g})}{f_{bu} \cdot B \cdot H^2}$$

$$\beta_{s2g} = - \frac{(H/2 - d_{2g})}{H} \cdot \alpha_{s2g} \quad (119)$$

Où la contrainte de compression des armatures f_{s2g} correspond à la déformation ε_{s2g} .

$$\frac{\varepsilon_{s2g}}{0,0035} = \frac{y - d_g}{y} \quad (120)$$

III.4.3. Contribution des armatures proches de la face comprimée

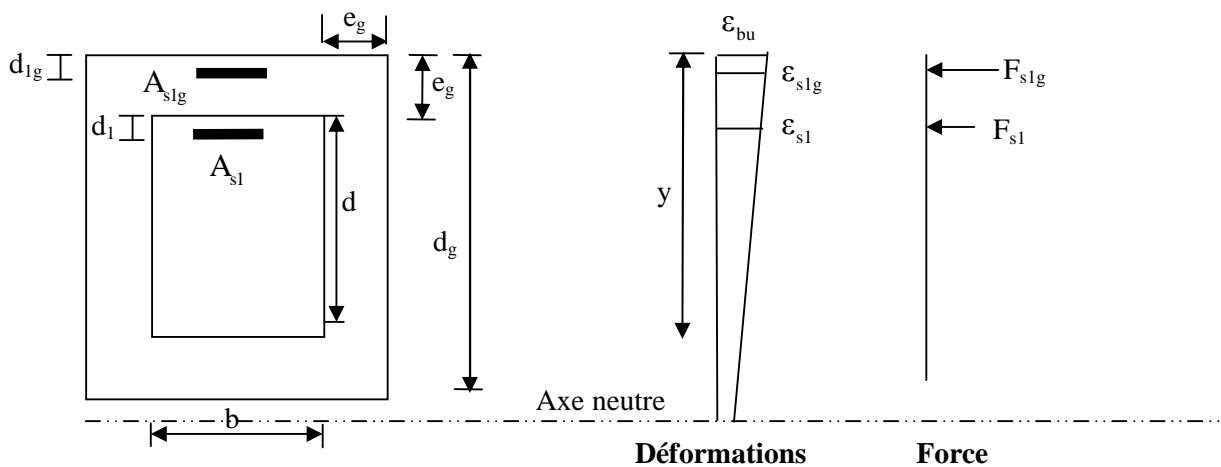


Figure III.27. Diagramme des déformations et des forces pour une section de poteau gainé. Contribution des armatures proches de la face de compression.

L'effet des armatures existantes proches de la face de compression est :

$$N(A_{s1}) = A_{s1} \cdot f_{s1} \quad (121)$$

$$M(A_{s1}) = A_{s1} \cdot f_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1\right) \quad (122)$$

Sous forme sans dimensions :

$$\alpha_{s1} = \frac{N(A_{s1})}{f_{bu} \cdot B \cdot H} = \left(\frac{A_{s1}}{B \cdot H}\right) \cdot \frac{f_{s1}}{f_{bu}} \quad (123)$$

$$\beta_{s1} = \frac{M(A_{s1})}{f_{bu} \cdot B \cdot H^2} = \frac{A_{s1} \cdot f_{s1} \cdot (h/2 - d_1)}{f_{bu} \cdot B \cdot H^2} = \frac{h/2 - d_1}{H} \cdot \alpha_{s1} \quad (124)$$

Où la contrainte de compression des armatures f_{s1} correspond à la déformation ϵ_{s1} .

$$\frac{\epsilon_{s1}}{0,0035} = \frac{y - (d_1 + e_g)}{y} \quad (125)$$

• L'effet des armatures ajoutées proches de la face comprimée est donné par :

$$N(A_{s1g}) = A_{s1g} \cdot f_{s1g} \quad (126)$$

$$M(A_{s1g}) = A_{s1g} \cdot f_{s1g} \cdot \left(\frac{H}{2} - d_{1g}\right) \quad (127)$$

Sous forme sans dimensions :

$$\alpha_{s1g} = \frac{N(A_{s1g})}{f_{bu} \cdot B \cdot H} = \left(\frac{A_{s1g}}{B \cdot H}\right) \cdot \frac{f_{s1g}}{f_{bu}} \quad (128)$$

$$\beta_{s1g} = \frac{M(A_{s1g})}{f_{bu} \cdot B \cdot H^2} = \frac{A_{s1g} \cdot f_{s1g} \cdot (H/2 - d_{1g})}{f_{bu} \cdot B \cdot H^2}$$

$$\beta_{s1g} = \frac{(H/2 - d_{1g})}{H} \cdot \alpha_{s1g} \quad (129)$$

Où la contrainte de compression des armatures f_{s1g} correspond à la déformation ϵ_{s1g} .

$$\frac{\varepsilon_{s1g}}{0,0035} = \frac{y - d_{1g}}{y} \quad (130)$$

Pour n'importe quel point :

$$\left\{ \begin{aligned} \alpha &= \alpha_{\text{béton}} + \alpha_{s2} + \alpha_{s2g} + \alpha_{s1} + \alpha_{s1g} \\ \beta &= \beta_{\text{béton}} + \beta_{s2} + \beta_{s2g} + \beta_{s1} + \beta_{s1g} \end{aligned} \right. \quad (131)$$

$$\quad (132)$$

En effet, l'addition des équations (107), (111), (116), (121) et (126) donne :

$$N = 0,8.f_{bu}.B.y + f_{s1}.A_{s1} + f_{s1g}.A_{s1g} + f_{s2}.A_{s2} + f_{s2g}.A_{s2g} \quad (133)$$

L'addition des équations (108), (112), (117), (122) et (127) donne :

$$M = 0,4.f_{bu}.B.y.(H - 0,8.y) - A_{s2}.f_{s2}.\left(\frac{h}{2} - d_2\right) - A_{s2g}.f_{s2g}.\left(\frac{H}{2} - d_{2g}\right) + A_{s1}.f_{s1}.\left(\frac{h}{2} - d_1\right) + A_{s1g}.f_{s1g}.\left(\frac{H}{2} - d_{1g}\right) \quad (134)$$

Dans la figure (III.28), on peut bien remarquer que le gainage d'une section en béton armé augmente considérablement la capacité portante de cette dernière. Deux courbes sont superposées, la première correspond à une section simple tan disque la seconde concerne la même section mais celle-ci est renforcée par gainage. Les courbes données en figure (III.28) sont tracées en considérant une section ayant les caractéristiques données ci après :

$$b = 0,30m \quad f_{c28} = 20MPa \quad \gamma_b = 1,5 \quad A_1 = 4,62cm^2$$

$$h = 0,40m \quad f_e = 400MPa \quad \gamma_s = 1,15 \quad A_2 = 4,62cm^2$$

$$d_1 = 0,03m \quad E_s = 200000MPa \quad \theta = 1$$

$$d_2 = 0,03m$$

Les caractéristiques de la gaine sont les suivantes :

$$e = 0,10m$$

$$d_1 = d_2 = 0,03m$$

$$A_{1g} = A_{2g} = 6,16cm^2$$

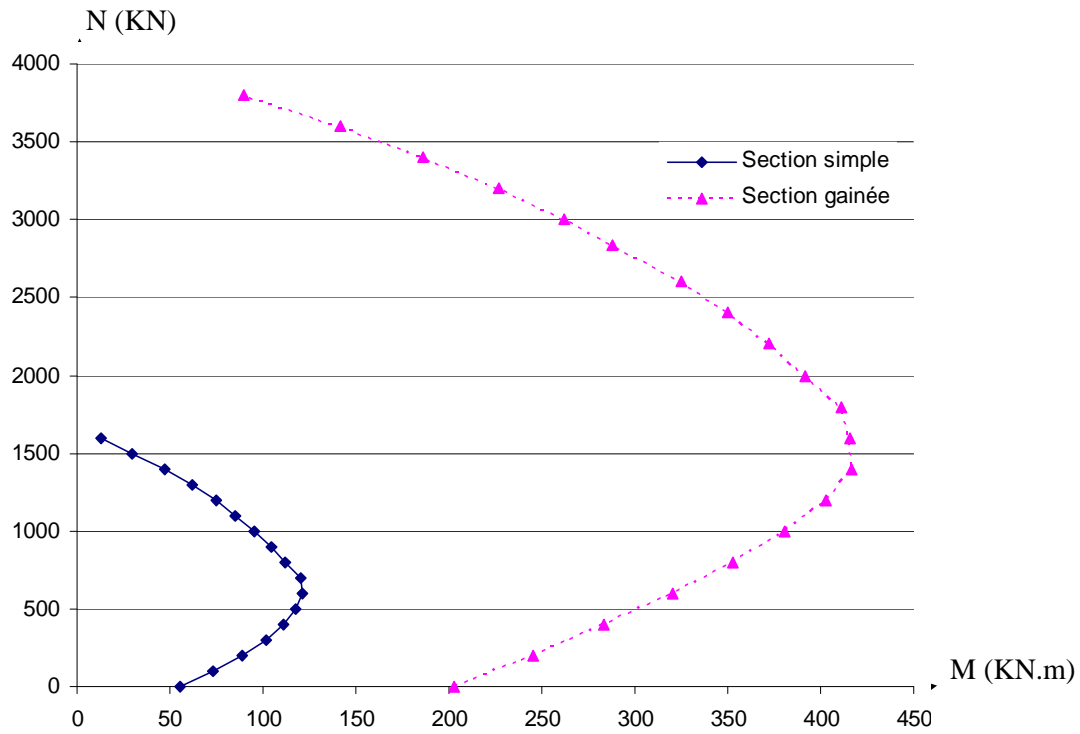


Figure III.28. Capacité portante d'une section de poteau après renforcement par gainage.

CHAPITRE IV :

CALCUL AUTOMATIQUE

CALCUL AUTOMATIQUE

I- INTRODUCTION

Que ce soit pour la flexion simple ou la flexion composée, l'étude de la capacité portante est un processus répétitif qui peut être effectué pour plusieurs sections à travers les différents éléments constituant la structure, on fait appel alors à un calcul automatique qui facilite l'exécution des procédures déjà présentées dans les chapitres précédents.

II. ETUDE DE LA CAPACITE PORTANTE D'UNE SECTION SOUMISE A LA FLEXION SIMPLE

Deux programmes sont présentés :

II.1. Section avant renforcement

Cette application permet de déterminer le moment que peut supporter une section rectangulaire en béton armé. Pour cela, il suffit de définir les caractéristiques géométriques et mécaniques de cette dernière.

Dans la page du démarrage du programme, l'utilisateur est appelé à remplir les cases qui se trouvent sur la partie supérieure. Une figure est placée à droite afin de définir les paramètres à introduire. Pour démarrer l'opération, il faut cliquer sur le bouton « calculer », le logiciel va calculer le moment résistant de la section, le comparer au moment appliqué puis il affiche les résultats dans la partie inférieure avec une conclusion sur la vérification de la résistance de la section en question.

Figure IV.1. Page de démarrage du programme « Moment résistant ».

A titre d'exemple, on va essayer de déterminer le moment résistant d'une section définie par :

- | | |
|-------------------------|--------------------------|
| $b = 0,30\text{m}$ | $f_{c28} = 25\text{MPa}$ |
| $h = 0,40\text{m}$ | $f_c = 400\text{MPa}$ |
| $d_1 = 0,03\text{m}$ | $E_s = 200000\text{MPa}$ |
| $d_2 = 0,03\text{m}$ | $\theta = 1$ |
| $A_1 = 4,62\text{cm}^2$ | $\gamma_b = 1,5$ |
| $A_2 = 4,62\text{cm}^2$ | $\gamma_s = 1,15$ |

Supposant que le moment appliqué vaut 50KN.m

Après introduction des données ci-dessus dans le programme, ce dernier nous donne la valeur du moment résistant que peut supporter la section qui est égale à 56,54 KN.m. Dans la case de vérification on observe « $M_u < M_r$, section en sécurité » (voir figure IV.2).

Moment resistant

Saisie Calculer Quitter

| | | | |
|---------|------|-----------|--------|
| b(m) | .3 | fc28(Mpa) | 25 |
| h(m) | .4 | fe(Mpa) | 400 |
| d1(m) | .03 | Es(Mpa) | 200000 |
| d2(m) | .03 | theta | 1 |
| A1(cm2) | 4.62 | gammab | 1.5 |
| A2(cm2) | 4.62 | gammag | 1.15 |

Mu(KN.m) 45

Contrainte dans les aciers tendus (Mpa) 347.826086956

Contrainte dans les aciers comprimés (Mpa) 100

Position de l'axe neutre (m) 0.035

Moment resistant(KN.m) 56.5405217391

Verification **Mu < Mr, section en sécurité**

Figure IV.2. Résultat de vérification de la sécurité d'une section soumise à la flexion simple. Cas d'une section en sécurité.

Considérant la même section mais cette dernière sera sollicitée par un moment de 100KN.m. Le programme calcul le moment résistant et le compare au moment appliqué, il affiche dans la case de vérification « Mu > Mr, Dépassement de la capacité portante ».

Moment resistant

Saisie Calculer Quitter

| | | | |
|---------|------|-----------|--------|
| b(m) | .3 | fc28(Mpa) | 25 |
| h(m) | .4 | fe(Mpa) | 400 |
| d1(m) | .03 | Es(Mpa) | 200000 |
| d2(m) | .03 | theta | 1 |
| A1(cm2) | 4.62 | gammab | 1.5 |
| A2(cm2) | 4.62 | gammag | 1.15 |

Mu(KN.m) 100

Contrainte dans les aciers tendus (Mpa) 347.826086956

Contrainte dans les aciers comprimés (Mpa) 100

Position de l'axe neutre (m) 0.035

Moment resistant(KN.m) 56.5405217391

Verification **Mu > Mr, dépassement de la capacité portante**

Figure IV.3. Résultat de vérification de la sécurité d'une section soumise à la flexion simple. Cas d'un dépassement de la capacité portante.

La section est donc incapable de résister au moment appliqué. Comme solution à ce problème, le gainage de la poutre peut augmenter sa capacité portante. Ceci va être traité dans le paragraphe suivant.

II.2. Section après renforcement

La page de démarrage du programme « moment résistant-section gainée » comporte deux parties; la première contient les caractéristiques de la partie existante tan disque la deuxième concerne la partie ajoutée. Comme dans le cas d'une section simple, le programme calcule le moment résistant de la section, ce dernier est comparé au moment appliqué pour sortir avec une conclusion qui sera affichée en bas de la page.

La figure ci après présente la page de démarrage du programme permettant de déterminer le moment résistant d'une section gainée.

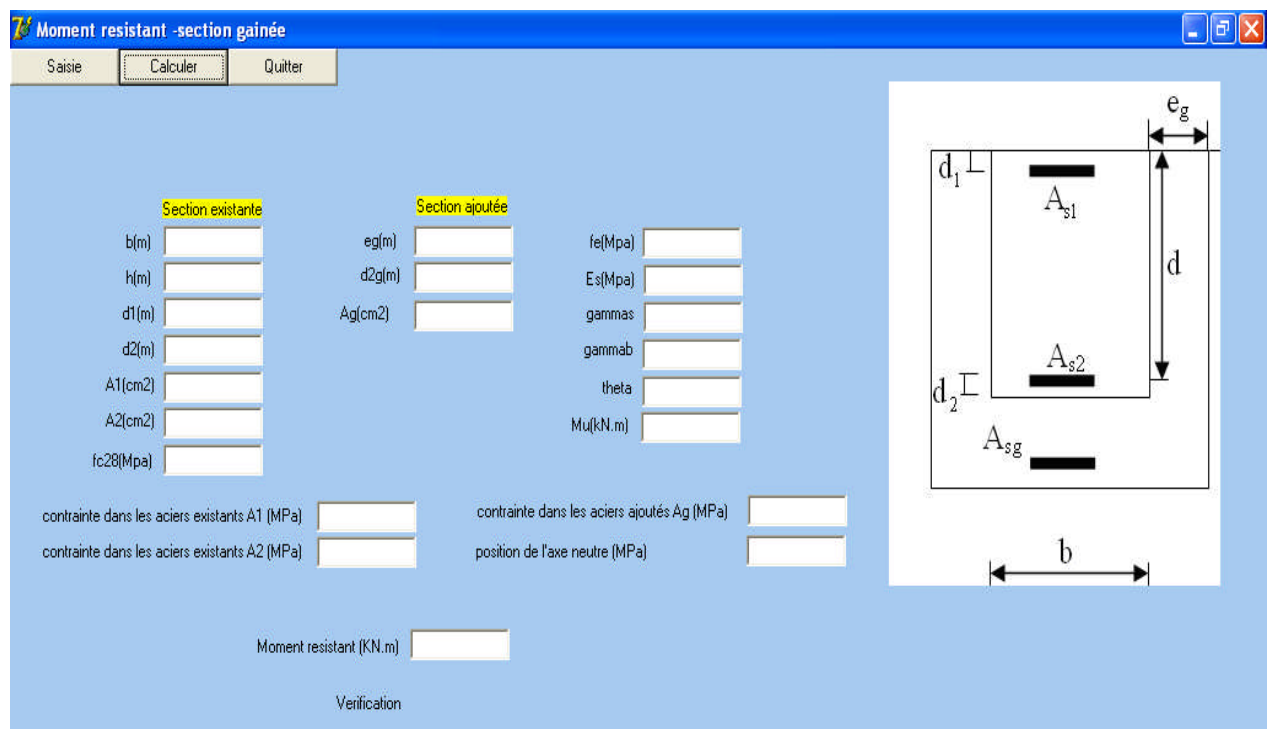


Figure IV.4. Page de démarrage du programme « Moment résistant-section gainée ».

Pour la section considérée avant renforcement, on va effectuer un gainage en béton armé dont les caractéristiques sont données ci après :

$$e = 0,10\text{m} \qquad d_1 = d_2 = 0,03\text{m} \qquad A_g = 4,62 \text{ cm}^2$$

Après introduction des caractéristiques de la section renforcée, la valeur du moment résistant de la poutre gainée est égale à 128,48KN.m. En comparant cette dernière à celle du moment appliqué (soit 120KN.m), la conclusion qui va être affichée sera « Section en sécurité » (figure IV.5).

Moment résistant -section gainée

Saisie **Calculer** Quitter

| Section existante | | Section ajoutée | | | |
|-------------------|------|-----------------|------|----------|--------|
| b(m) | .3 | eg(m) | .1 | fe(Mpa) | 400 |
| h(m) | .4 | d2g(m) | .03 | Es(Mpa) | 200000 |
| d1(m) | .03 | Ag(cm2) | 4.62 | gammas | 1.15 |
| d2(m) | .03 | | | gammab | 1.5 |
| A1(cm2) | 4.62 | | | theta | 1 |
| A2(cm2) | 4.62 | | | Mu(kN.m) | 120 |
| fc28(Mpa) | 25 | | | | |

| | | | |
|-----------------------------------------------|---------------|---------------------------------------------|---------------|
| contrainte dans les aciers existants A1 (MPa) | 200 | contrainte dans les aciers ajoutés Ag (MPa) | 347.826086956 |
| contrainte dans les aciers existants A2 (MPa) | 347.826086956 | position de l'axe neutre (MPa) | 0.042 |

Moment résistant (KN.m) 128.484208695

Verification **Mu < Mr, section en sécurité**

Figure IV.5. Résultat de vérification de la sécurité d'une section gainée soumise à la flexion simple. Cas d'une section en sécurité.

Remarque

Il est possible de conclure que même après gainage de la poutre, le moment appliqué est supérieur à celui que peut supporter la poutre. Dans ce cas, on peut augmenter les dimensions de la gaine pour améliorer la capacité portante. Sinon, on opte pour une autre technique pour le renforcement.

III. ETUDE DE LA CAPACITE PORTANTE D'UNE SECTION SOUMISE A LA FLEXION COMPOSEE

III.1. Section avant renforcement

Dans ce programme, on introduit les caractéristiques de la section ainsi que les sollicitations appliquée à cette dernière. Comme on a expliqué précédemment, il est possible de déterminer le moment résistant correspondant à l'effort normal « N », cette opération est effectuée pour les deux directions principales. Par la suite, on vérifie la résistance de la section en utilisant une combinaison entre les deux moments obtenus avec ceux appliqués comme indiqué dans le chapitre « III ».



Figure IV.6. Page de démarrage du programme « Interaction M-N ».

On considère la même section donnée dans le cas de la flexion simple, cette dernière est soumise en plus du moment fléchissant à un effort normal égal à 750KN et un moment dans la direction perpendiculaire de 45KN.m. Le programme « Interaction M-N » calcule le moment pouvant être supporté par la section, il affiche la valeur 138,49KN.m pour la première direction et 101,47KN.m pour la seconde. Dans la partie inférieure, on peut lire la conclusion « Section en sécurité ».

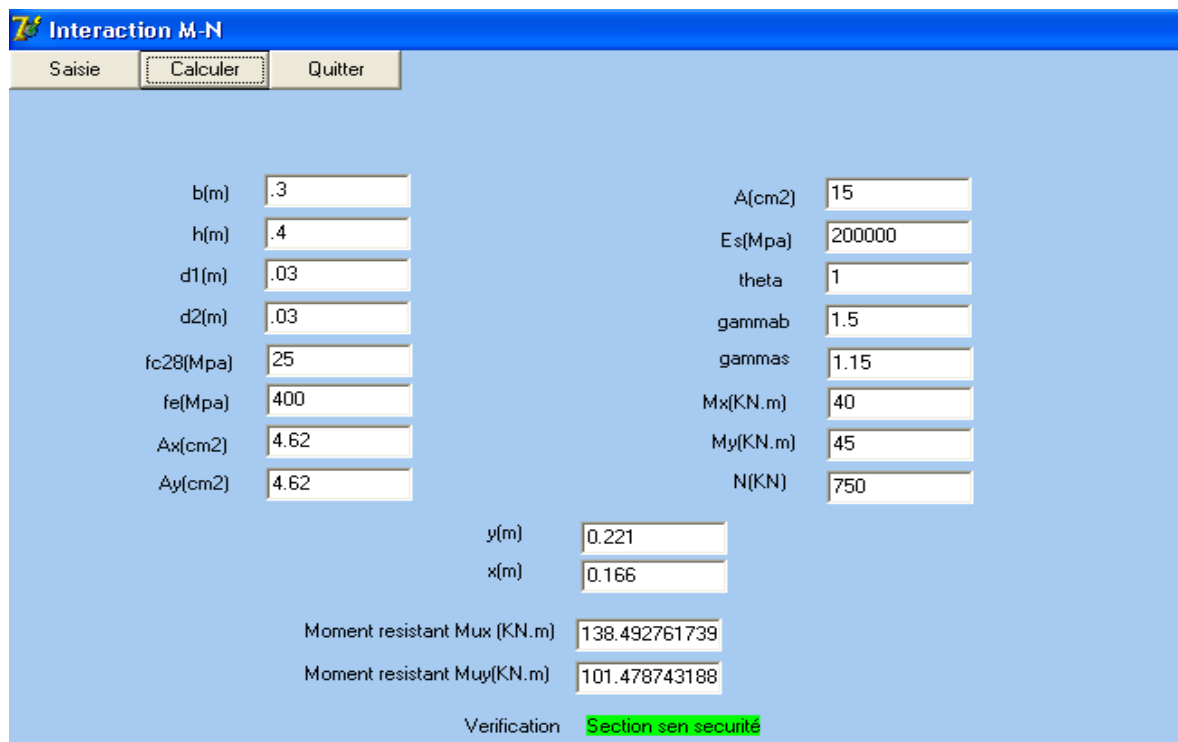


Figure IV.7. Résultat de vérification de la sécurité d'une section soumise à la flexion composée. Cas d'une section en sécurité.

On considère la même section donnée précédemment, cette dernière est soumise aux sollicitations suivantes : $M_x = 120 \text{ KN.m}$, $M_y = 125 \text{ KN.m}$ et $N = 550 \text{ KN}$.

Le programme « Interaction M-N » calcule les moments que peut supporter la section dans les deux directions, il affiche la valeur $129,10 \text{ KN.m}$ pour la première direction et $94,54 \text{ KN.m}$ pour la seconde. Dans la partie inférieure, on peut lire la conclusion « Dépassement de la capacité portante » (figure IV.8).

The screenshot shows the 'Interaction M-N' software interface. It has a blue header with the title 'Interaction M-N' and three buttons: 'Saisie', 'Calculer', and 'Quitter'. The main area is light blue and contains two columns of input fields. The left column includes: b(m) [0.3], h(m) [0.4], d1(m) [0.03], d2(m) [0.03], fc28(Mpa) [25], fe(Mpa) [400], Ax(cm2) [4.62], and Ay(cm2) [4.62]. The right column includes: A(cm2) [15], Es(Mpa) [200000], theta [1], gammab [1.5], gammas [1.15], Mx(KN.m) [120], My(KN.m) [125], and N(KN) [550]. Below these are two more input fields: y(m) [0.162] and x(m) [0.122]. The results section shows 'Moment resistant Mux (KN.m)' [129.104681739] and 'Moment resistant Muy(KN.m)' [94.5373031884]. At the bottom, the 'Verification' status is 'Depassement de la capacité portante' in red text.

Figure IV.8. Résultat de vérification de la sécurité d'une section soumise à la flexion composée. Cas d'un dépassement de la capacité portante.

III.2. Section après renforcement

Pour le programme « interaction M-N section gainée », la page de démarrage est identique à celle du programme donné pour la flexion simple, avec trois cases pour les sollicitations appliquées, on doit introduire les caractéristiques des deux parties de la section. Le logiciel détermine le moment que peut supporter cette dernière suivant les deux directions, il effectue la vérification comme pour le cas d'une section simple. Sur la partie inférieure, on peut lire les valeurs des moments résistants ainsi que le résultat de la vérification de la résistance.

La figure ci après présente la page de démarrage du programme en question.

Figure IV.9. Page de démarrage du programme « Interaction M-N section gainée ».

La section étudiée avant renforcement présente une insuffisance vis-à-vis de la résistance à la combinaison (N, Mx, My), le gainage de celle-ci est une solution pour augmenter sa capacité portante. Pour avoir un aperçu sur l'amélioration de la capacité portante par gainage, on va examiner la même section considérée en (II.1). Celle ci est soumise aux sollicitations suivantes : un effort normal de 800KN et un moment suivant le sens longitudinal égal à 180KN.m et un moment suivant le sens perpendiculaire de 160KN.m. On lance le calcul, on obtient un moment résistant de 290,55KN.m pour la première direction et 233,54KN.m pour l'autre. Dans la case de vérification, le message suivant s'affiche « section en sécurité » (figures IV.10 et IV.11).

Interaction M-N section gainée

Saisie Calculer Quitter

| | Section existante | | Section ajouté | | |
|-----------------------------------------|-------------------|------------------------------------|----------------|-------------------------------|------|
| b(m) | .3 | eg(m) | .1 | gamma _s | 1.15 |
| h(m) | .4 | d1g(m) | .03 | gamma _b | 1.5 |
| d1(m) | .03 | d2g(m) | .03 | theta | 1 |
| d2(m) | 0.3 | Ag _x (cm ²) | 4.62 | M _x (KN.m) | 180 |
| f _{c28} (Mpa) | 25 | Ag _y (cm ²) | 4.62 | M _y (KN.m) | 160 |
| f _e (Mpa) | 400 | A(cm ²) | 20 | N(KN) | 800 |
| E _s (Mpa) | 200000 | | | | |
| A _x (cm ²) | 4.62 | | | | |
| A _y (cm ²) | 4.62 | | | | |
| Moment résistant M _{ux} (KN.m) | | 290.551296033 | | Position de l'axe neutre y(m) | |
| Moment résistant M _{uy} (KN.m) | | 233.536380910 | | Position de l'axe neutre x(m) | |
| | | Verification | | Section en sécurité | |

Figure IV.10. Résultat de vérification de la sécurité d'une section gainée soumise à la flexion composée. Cas d'une section en sécurité.

Remarques

- Pour l'ensemble des programmes, il existe un bouton « saisie », ce dernier permet d'effacer le contenu des différentes cases pour introduire d'autres données.
- Si on introduit dans la case de N une valeur plus importante que l'effort normal résistant en compression simple, le programme affiche le message suivant dans la case de vérification « Dépassement de la capacité portante en compression simple » (figure IV.11).

Interaction M-N

Saisie

| | | | |
|----------------------|-----------------------------------|---------------------|-------------------------------------|
| b(m) | <input type="text" value=".3"/> | A(cm ²) | <input type="text" value="15"/> |
| h(m) | <input type="text" value=".4"/> | Es(Mpa) | <input type="text" value="200000"/> |
| d1(m) | <input type="text" value=".03"/> | theta | <input type="text" value="1"/> |
| d2(m) | <input type="text" value=".03"/> | gammab | <input type="text" value="1.5"/> |
| fc28(Mpa) | <input type="text" value="25"/> | gammass | <input type="text" value="1.15"/> |
| fe(Mpa) | <input type="text" value="400"/> | Mx(KN.m) | <input type="text" value="60"/> |
| Ax(cm ²) | <input type="text" value="4.62"/> | My(KN.m) | <input type="text" value="50"/> |
| Ay(cm ²) | <input type="text" value="4.62"/> | N(KN) | <input type="text" value="2500"/> |

| | |
|-----------------------------|--------------------------------|
| y(m) | <input type="text" value="0"/> |
| x(m) | <input type="text" value="0"/> |
| Moment resistant Mux (KN.m) | <input type="text" value="0"/> |
| Moment resistant Muy(KN.m) | <input type="text" value="0"/> |

Verification **Dépassement de la capacité portante en compression simple**

Figure IV.11. Résultat de vérification de la sécurité d'une section soumise à la flexion composée. Dépassement de la capacité portante en compression simple.

Interaction M-N section gainée

Saisie

| Section existante | | Section ajouté | | | |
|----------------------|-------------------------------------|-----------------------|-----------------------------------|----------|-----------------------------------|
| b(m) | <input type="text" value=".3"/> | eg(m) | <input type="text" value="1"/> | gammass | <input type="text" value="1.15"/> |
| h(m) | <input type="text" value=".4"/> | d1g(m) | <input type="text" value=".03"/> | gammab | <input type="text" value="1.5"/> |
| d1(m) | <input type="text" value=".03"/> | d2g(m) | <input type="text" value=".03"/> | theta | <input type="text" value="1"/> |
| d2(m) | <input type="text" value="0.3"/> | Agx(cm ²) | <input type="text" value="4.62"/> | Mx(KN.m) | <input type="text" value="180"/> |
| fc28(Mpa) | <input type="text" value="25"/> | Agy(cm ²) | <input type="text" value="4.62"/> | My(KN.m) | <input type="text" value="160"/> |
| fe(Mpa) | <input type="text" value="400"/> | A(cm ²) | <input type="text" value="20"/> | N(KN) | <input type="text" value="8500"/> |
| Es(Mpa) | <input type="text" value="200000"/> | | | | |
| Ax(cm ²) | <input type="text" value="4.62"/> | | | | |
| Ay(cm ²) | <input type="text" value="4.62"/> | | | | |

| | | | |
|-----------------------------|--------------------------------|-------------------------------|--------------------------------|
| Moment resistant Mux (KN.m) | <input type="text" value="0"/> | Position de l'axe neutre y(m) | <input type="text" value="0"/> |
| Moment resistant Muy(KN.m) | <input type="text" value="0"/> | Position de l'axe neutre x(m) | <input type="text" value="0"/> |

Verification **Dépassement de la capacité portante en compression simple**

Figure IV.12. Résultat de vérification de la sécurité d'une section gainée soumise à la flexion composée. Dépassement de la capacité portante en compression simple.

**CHAPITRE V:
COMPARAISON ENTRE LES
REGLEMENTS PARASISMIQUES
RPA, EUROCODES ET UBC**

**COMPARAISON ENTRE LES REGLEMENTS PARASISMIQUES
RPA, EUROCODE8 ET UBC**

I. INTRODUCTION

Le calcul et la vérification de la résistance des structures aux séismes sont fonction du niveau de l'action sismique considérée, pour l'évaluation de cette dernière, différentes méthodes sont adoptées à travers le monde, données par des documents techniques appelés « règlements parasismiques ». Afin d'avoir un aperçu sur les différentes méthodologies du calcul sismique, une étude comparative est faite entre les règlements RPA (Règlement Parasismique Algérien), Eurocode8 (règlement Européen) et UBC (règlement Américain).

Cette comparaison est faite en prenant en considération les différents facteurs qui interviennent dans la détermination de l'action sismique agissant sur un ouvrage ; à savoir :

- ✓ **La classification des sols.**
- ✓ **Les zones de sismicité.**
- ✓ **La classification des bâtiments selon leur configuration.**
- ✓ **La classification des ouvrages selon leur importance.**

II. CLASSIFICATION DES SOLS

II.1. Selon RPA

Le règlement parasismique Algérien fait référence à 4 catégories de sites avec des sols différents [1] :

- **Catégorie S₁** (site rocheux) :

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement $V_s \geq 800$ m/s.

- **Catégorie S₂** (site ferme) :

Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile surconsolidée sur 10 à 20m d'épaisseur avec $V_s \geq 400$ m/s à partir de 10m de profondeur.

- **Catégorie S₃** (site meuble) :

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200$ m/s à partir de 10m de profondeur.

- **Catégorie S4** (site très meuble)

Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec $V_s < 200\text{m/s}$ dans les 20 premiers mètres.

Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec $V_s < 200\text{m/s}$ dans les 20 premiers mètres.

✓ Le RPA exige des investigations approfondies dans les cas suivantes :

- présence de sols instables sous les actions sismiques tels que : sols liquéfiables, sols faiblement cimentés, anciens remblais.
- présence de sols vaseux ou d'argile avec une très forte teneur en matière organique sur une épaisseur de plus de 3 m.
- présence d'argile très plastique sur une épaisseur de plus de 6 m.
- présence sur une épaisseur de plus de 30 m d'une couche d'argile molle à moyennement raide.

II.2. Selon Eurocode 8

Le règlement Européen considère 5 classes de sols [2]:

- **La classe A** contient les sites constitués de roches dures dont V_s est supérieure à 800m/s , avec éventuellement une couverture de moins de 5 m.
- **La classe B** est caractérisée par des argiles raides ou des sables denses dont la valeur de V_s est située entre 360m/s et 800m/s s'étendant sur plusieurs dizaines de mètres.
- **La classe C** correspond à des couches profondes de sable moyennement dense ou d'argile dont V_s varie de 180m/s à 360m/s augmentant avec la profondeur, s'étendant de plusieurs dizaines à plusieurs centaines de mètres.
- **La classe D** correspond à des couches très peu raides dont V_s est inférieure à 180m/s .
- **La classe E** correspond à des sites contenant des couches alluviales dont V_s est inférieure à 360m/s , d'épaisseur comprise entre 5 et 20m, surmontent un substratum dont V_s est supérieure à 800m/s .

Par ailleurs, ce règlement considère deux classes de sites « spéciaux » S1 et S2 :

- **La classe S₁** : correspond à des sites constitués par une couche épaisse (supérieure à 10 m) de dépôts très souples avec un indice de plasticité élevé ($I_p > 40$) et un taux de saturation élevé. Dans un tel sol, V_s est souvent inférieure à 100 m/s .
- **La classe S₁** : correspond à des sols liquéfiables ou à des sols très sensibles n'appartenant pas aux classes précédentes.

II.3. Selon UBC

Le règlement Américain définit 6 catégories de sites différents tels que [3] cet [19] :

- **S_A** : roches dures avec une vitesse de propagation des ondes de cisaillement $V_s > 1500\text{m/s}$.

- **S_B** : contient les roches dont la vitesse de propagation est comprise entre 760m/s et 1500m/s.
- **S_C** : sol très dense et des roches dont la vitesse de propagation varie de 360m/s à 760m/s et une résistance au cisaillement supérieure à 1bar.
- **S_D** : correspond à des couches peu raides avec V_s entre 180m/s et 360m/s et une résistance au cisaillement qui varie de 0,5bar à 1bar.
- **S_E** : un profil de sol caractérisé par $V_s < 180\text{m/s}$ ou tout profil avec plus de 30m d'argile molle et une résistance au cisaillement inférieure à 25KPa.
- **S_F** : sol exigeant des investigations sur site :
 - Sols vulnérables sous chargement sismiques comme les sols liquéfiables, sols faiblement cimentés.
 - Argiles fortement organique.

II.4. Commentaires

Le règlement parasismique Algérien considère 4 catégories de sol, les critères de classification sont essentiellement la nature des couches constituant le profil et la vitesse de propagation des ondes sismiques de cisaillement « S ».

L'Eurocode 8 définit 5 classes pour les cas courants, en se basant sur les mêmes critères que le RPA. Il considère en plus 2 classes de sols appelés « sols spéciaux » comportant des risques certains. La classe A selon Eurocode8 correspond exactement à la catégorie S_1 dans le RPA. La classe B est équivalente au site S_2 avec une légère différence concernant la condition sur la vitesse de propagation des ondes V_s , la limite pour le RPA est de 400m/s et elle est de 360m/s suivant l'eurocode8. La classe C est la même définie dans le RPA comme étant le S_3 avec une petite différence pour la limitation de vitesse V_s (200m/s selon le RPA et 180m/s d'après Eurocode8). Pour les deux catégories (S_1 et S_2), le règlement Algérien précise que la vitesse de propagation définie est considérée à partir de 10m de profondeur.

Dans le code Américain, on distingue 6 classes de sols dont la classification est basée sur les mêmes critères cités pour les deux règlements précédents, en plus, il fait intervenir la résistance au cisaillement particulièrement pour les classes S_C , S_D et S_E .

Les deux catégories S_A (caractérisée par $V_s > 1500\text{m/s}$) et S_B ($760\text{m/s} < V_s \leq 1500\text{m/s}$) sont groupées pour le RPA et Eurocode8 en une seule classe (figure 24).

Les classes S_C , S_D et S_E dans le règlement Américain sont équivalentes aux S_2 , S_3 et S_4 dans le RPA et aux classes B, C et D selon Eurocode8, avec une légère différence sur la limitation des valeurs de V_s .

On note que le code Américain définit deux catégories pour les sites rocheux, ce qui n'est pas le cas pour les autres règlements. Cependant, le règlement européen présente des classes spéciales pour les sols sensibles. Ces sols sont signalés par le RPA et UBC (classe S_F) comme nécessitant des investigations et études approfondies.

Donc, on peut dire que les trois règlements présentent la même classification avec une légère différence au niveau des valeurs séparant deux catégories de sol consécutives.

Ceci implique que les trois règlements utilisent les mêmes critères pour la classification des sites du sol abritant la construction.

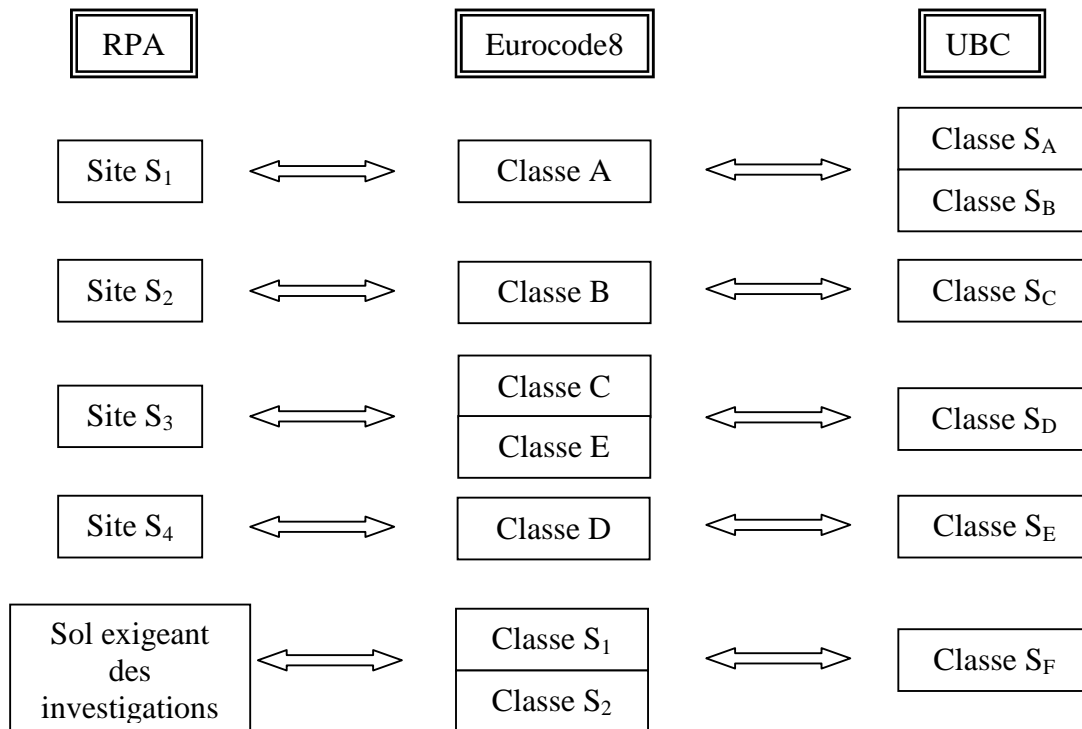


Figure V.1. Classification des sols selon les 3 règlements [20].

On note que le code Américain définit deux catégories pour les sites rocheux, ce qui n'est pas le cas pour les autres règlements. Cependant, le règlement européen présente des classes spéciales pour les sols sensibles et ceci est signalé par le RPA et UBC (classe S_F). Donc, on peut dire que les trois règlements présentent la même classification avec une légère différence au niveau des valeurs séparant deux catégories de sol consécutives.

III. ZONES DE SISMICITE

III.1. Selon RPA

Le territoire Algérien est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante [1] :

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zones II.a : sismicité moyenne à moyennement faible.

II.b : sismicité moyenne à moyennement forte.

Zone III : sismicité forte.

III.2. Selon Eurocode 8

On distingue cinq (05) zones de sismicité [2]:

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zones II.a : sismicité moyenne à moyennement faible.

II.b : sismicité moyenne à moyennement forte.

Zone III : sismicité forte.

III.3. Selon UBC

Le règlement considère 5 zones de sismicité classées comme ce qui suit [3] :

Zone 1. faible sismicité

Zone 2A. moyenne à faible sismicité.

Zone 2B. moyenne à forte sismicité

Zone 3. forte sismicité.

Zone 4. très forte sismicité.

III.4. Commentaires

Les 3 règlements adoptent la même décomposition des zones de sismicité (voir figure ci après). Cependant, le règlement Américain définit une zone de sismicité « 4 » dite « zone de très forte sismicité ». La classification des zones de sismicité est identique pour le RPA et l'Eurocode8, comportant 5 zones. On note que, dans le RPA, la zone « II » n'a été décomposée en « II.a » et « II.b » qu'après le séisme de Boumerdes 2003.

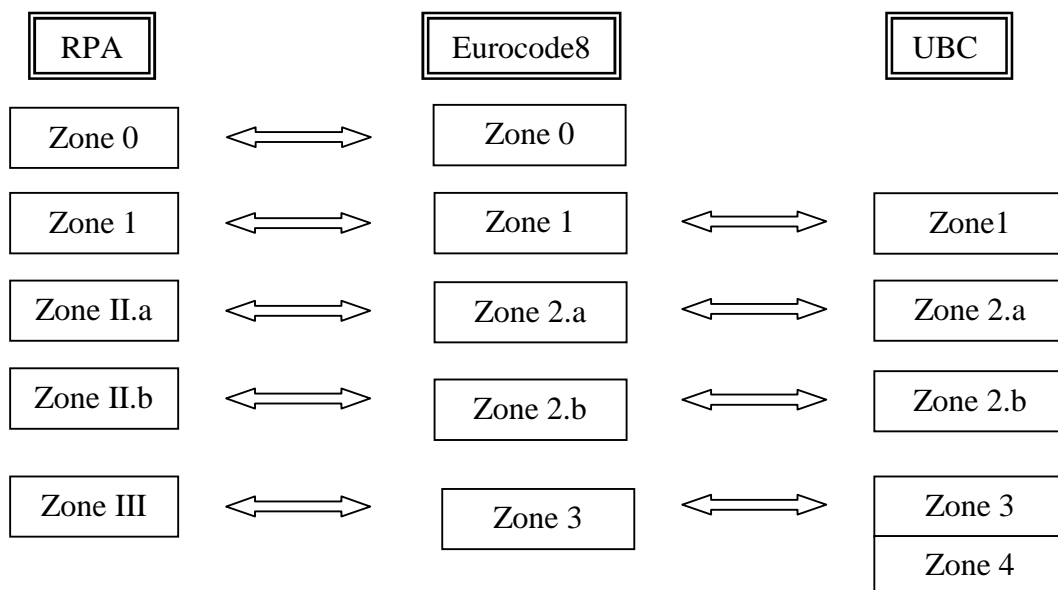


Figure V.2. Zones de sismicité selon les 3 règlements.

IV. Classification des ouvrages selon leur importance

IV.1. Selon RPA

Le RPA considère 4 groupes d'ouvrages classés par ordre d'importance comme suit [1]:

Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale

Ce sont les ouvrages vitaux qui doivent demeurer opérationnels après un séisme majeur pour les besoins de la survie de la région, de la sécurité publique et de la défense nationale. Dans ce groupe, on trouve les casernes de pompiers, de polices ou militaires, les hôpitaux, les bâtiments abritant les centres névralgiques de décisions politiques.

Groupe 1B : Ouvrages de grande importance

Cette catégorie regroupe les ouvrages abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes (bâtiments scolaires, universitaires, mosquée...), ainsi que les bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur dépasse 48 m.

Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne

Ce sont les ouvrages non classés dans les autres groupes 1A, 1B ou 3 tels que : bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

Groupe 3 : Ouvrages de faible importance

Dans cette catégorie, on classe les bâtiments industriels ou agricoles abritant des biens de faibles valeurs. Constructions provisoires.

IV.1. Selon Eurocode 8

Ce règlement introduit la notion du « coefficient d'importance » donné par le tableau ci après[2].

Tableau V.1. Valeurs du coefficient d'importance selon l'EC8

| Catégorie | Bâtiments | Coefficient d'importance γ_i |
|-----------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------|
| I | Bâtiments d'importance mineure pour la sécurité des personnes, par exemple, bâtiments agricoles, etc. | 0,8 |
| II | Bâtiments courants n'appartenant pas aux autres catégories. | 1 |
| III | Bâtiments dont la résistance aux séismes est importante compte tenu des conséquences d'un effondrement, par exemple : écoles, salles de réunion, institutions culturelles, etc. | 1,2 |
| IV | Bâtiments dont l'intégrité en cas de séisme est d'importance vitale pour la protection civile,; hôpitaux,..etc. | 1,4 |

IV.3. Selon UBC

Le code Américain utilise le facteur d'importance donné comme suit [3] :

Tableau V.2. Valeurs du facteur d'importance selon l'UBC

| Catégorie d'importance | Fonction de structure | Facteur d'importance |
|------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------|
| 1. Equipements essentiels | Casernes de pompiers et polices, hôpitaux, tours de commande d'aviations, équipements générateurs de puissance de secours pour les équipements de catégorie 1, etc. | 1,25 |
| 2. Equipements dangereux | Structures qui contiennent des produits chimiques ou des substances toxiques ou explosifs, etc. | 1,25 |
| 3. Structure à importance spéciale | Bâtiments scolaires ou universitaires recevant plus de 300 personnes, équipements générateurs de puissance non inclus dans la catégorie 1, etc. | 1 |
| 4. Structure à importance standard | Bâtiments d'habitation ou à usage de bureaux. | 1 |
| 5. Divers structures | Structures non incluses dans les catégories ci-dessus. | 1 |

IV.4. Commentaires

Dans les trois règlements, les ouvrages sont classés par ordre d'importance, cette classification est représentée dans les codes Américain et européen par un coefficient d'importance ; ce dernier n'apparaît pas directement dans le RPA, mais son influence intervient lors de la détermination du coefficient d'accélération de zone.

Pour l'ensemble des règlements, la catégorie de référence pour juger de l'importance d'un bâtiment est celle abritant des habitations. A partir de là, les règlements Algérien et européen considèrent 4 catégories d'ouvrages selon leur importance, tandis que le code Américain en considère 5. La catégorie en plus considérée par ce règlement est celle relative aux équipements dangereux qui peuvent aggraver le risque par leur effondrement, en abritant des produits toxiques ou explosifs.

Ce ci traduit l'aspect « superpuissance » de cette région du monde qui abrite un nombre très important des moyens de destruction massive.

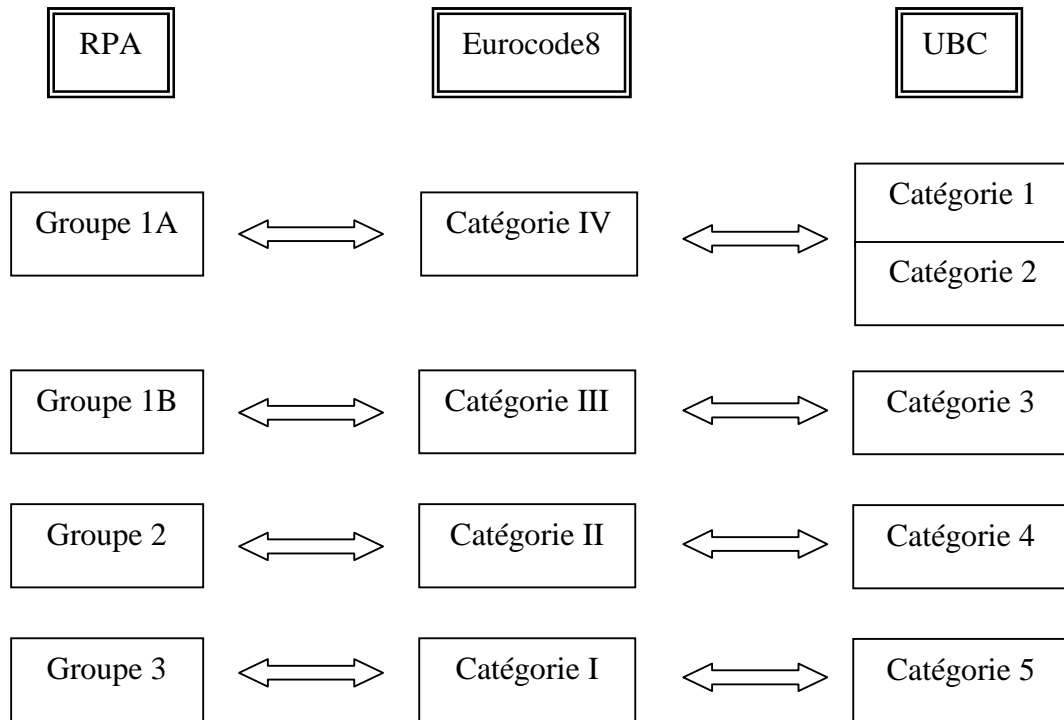


Figure V.3. Catégories d'importance selon les 3 règlements.

V. CLASSIFICATION DES BATIMENTS SELON LEUR CONFIGURATION GEOMETRIQUE

V.1. Selon RPA

Le règlement Algérien définit des critères de régularité en plan et en élévation [1].

a. Régularité en plan selon le RPA

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 (Figure V.4). La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction (Figure V.4).

- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Les dispositions concernant la régularité en plan données par le RPA sont représentées dans le schéma ci après.

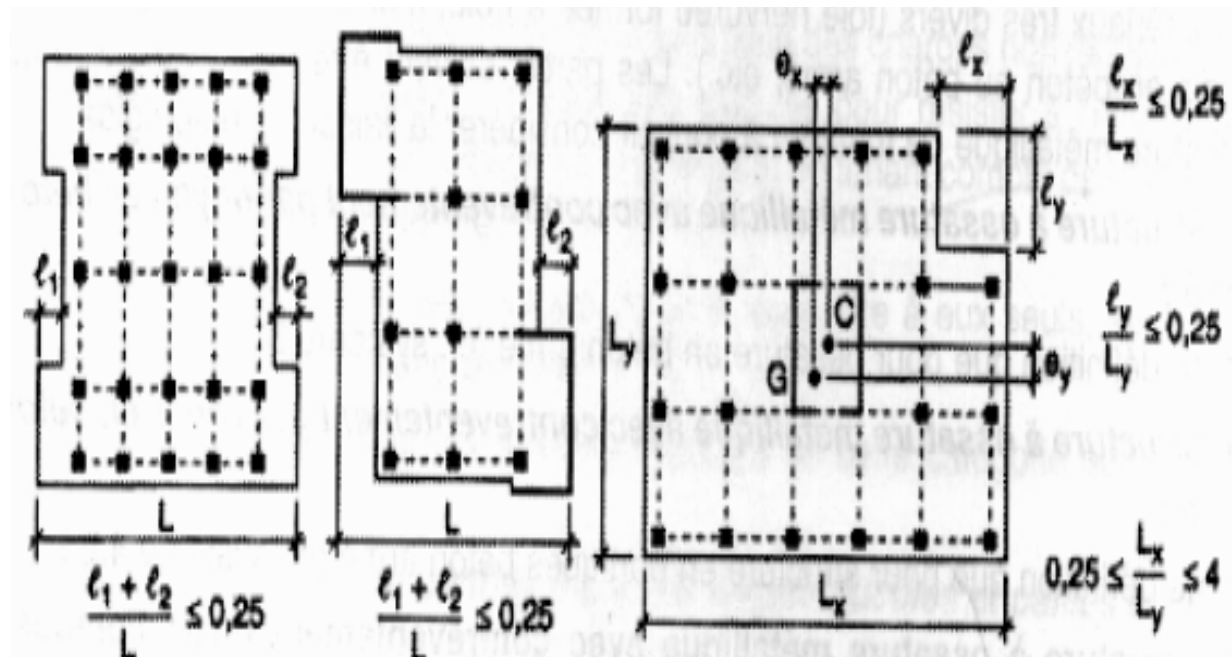


Figure V.4. Limites des décrochements en plan selon RPA.

b. Régularité en élévation selon le RPA

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux doivent rester constantes ou diminuer progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les dernière règle et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires.

Les critères considérés par le RPA pour la régularité en élévation sont illustrés par le schéma ci après.

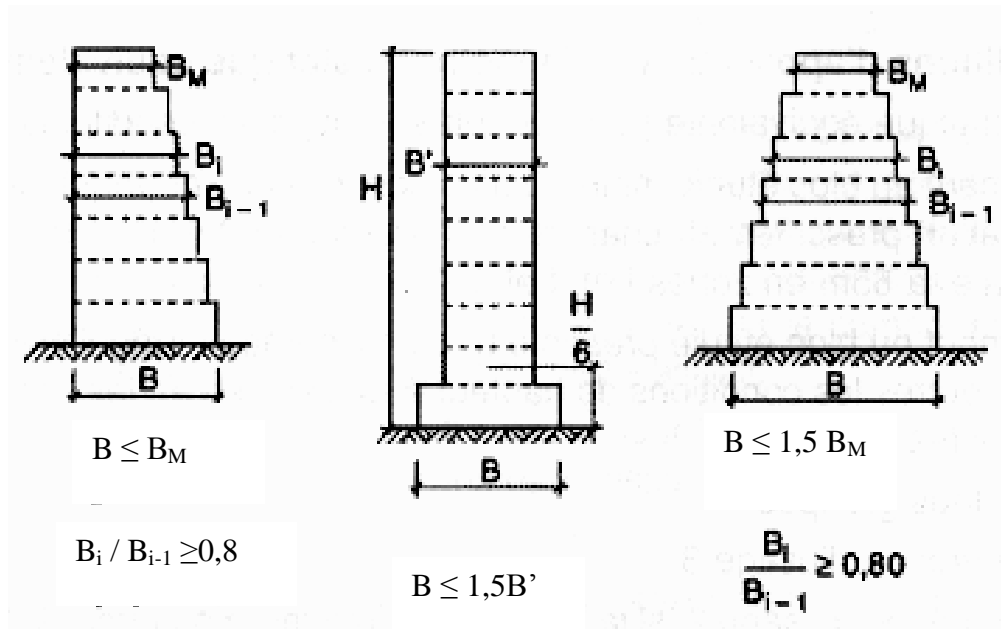


Figure V.5. Limites des décrochements en élévation selon RPA.

V.2. Selon Eurocode8

L’Eurocode définit certains critères pour s’assurer d’une régularité en plan et en élévation [2].

V.2.1. Critères de régularité en plan pour l’EC8

- La structure du bâtiment doit être approximativement symétrique en plan par rapport à deux directions orthogonales, en ce qui concerne la raideur latérale et la distribution de la masse.
- La configuration en plan doit être compacte, c'est-à-dire qu'elle doit être délimitée pour chaque plancher par un contour polygonal curviligne. Lorsqu’il existe des retraits par rapport à ce contour (angles rentrants ou retraits en rive), la régularité en plan peut toujours être considérée comme satisfaite si ces retraits n’affectent pas la raideur en plan et si, pour chacun d’eux, la surface comprise entre le contour du plancher et le contour polygonal convexe enveloppant le plancher ne dépasse pas 5 % de la surface du plancher (voir figure V.6).

- La raideur en plan des planchers doit être suffisamment importante, comparée à la raideur latérale des éléments verticaux de structure, pour que la déformation du plancher ait peu d'effet sur la distribution des forces entre les éléments verticaux de structure. À cet égard, il convient de signaler que les formes en L, H, I et X fassent l'objet d'une attention particulière, notamment en ce qui concerne la raideur des décrochements, qui doit être comparable à celle de la partie centrale afin de respecter la condition de rigidité du diaphragme. Il convient de considérer l'application du présent paragraphe vis-à-vis du comportement d'ensemble du bâtiment.
- L'élanement $k = L_{\max}/L_{\min}$ de la section en plan du bâtiment ne doit pas être supérieur à 4, où L_{\max} et L_{\min} sont respectivement la plus grande et la plus petite dimension en plan du bâtiment mesurées dans les directions orthogonales (voir figure ci après).

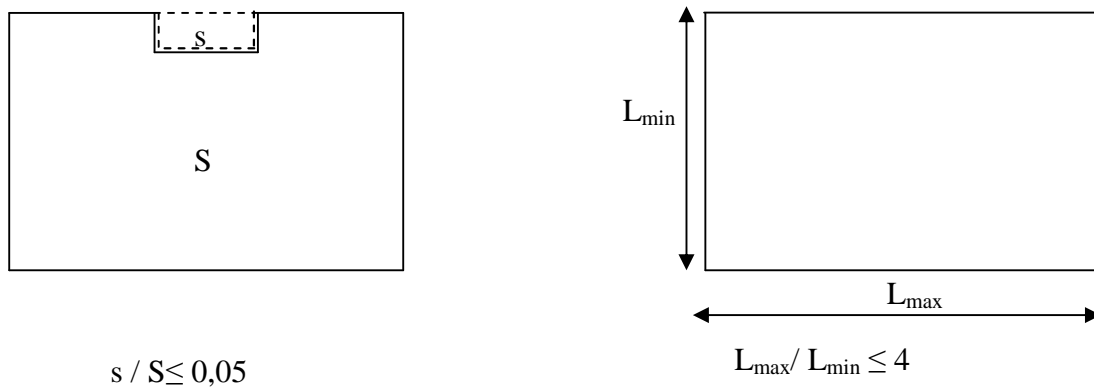


Figure V.6. Critères de régularité en plan selon Eurocode8.

- À chaque niveau et pour chaque direction de calcul x et y , l'excentricité structurale doit vérifier les deux conditions ci-dessous, qui sont exprimées pour la direction de calcul y :

$$e_{0x} \leq 0,30.r_x$$

$$r_x \geq l_x$$

où :

e_{0x} : est la distance entre le centre de rigidité et le centre de masse (centre de gravité), mesurée suivant la direction x perpendiculaire à la direction de calcul considérée.

r_x : est la racine carrée du rapport de la rigidité de torsion à la rigidité latérale dans la direction y («rayon de torsion»).

l_x : est le rayon de giration massique du plancher en plan (racine carrée du rapport entre le moment d'inertie polaire du plancher en plan par rapport au centre de gravité du plancher et la masse du plancher).

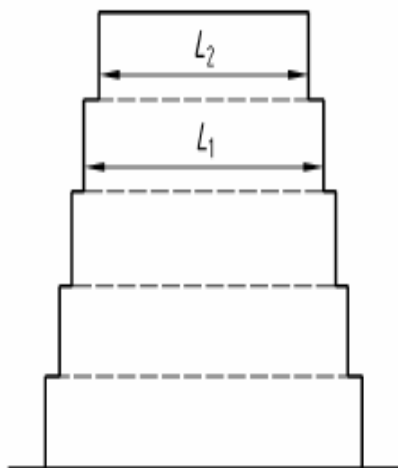
Les définitions du centre de rigidité et du rayon de torsion r sont indiquées dans ce qui suit.

- Dans les bâtiments à un seul étage, le centre de rigidité est défini comme le centre de rigidité latérale de tous les éléments sismiques primaires. Le rayon de torsion r est défini comme la racine carrée du rapport de la rigidité de torsion globale par rapport au centre de raideur latérale à la rigidité latérale globale dans une direction, en prenant en compte tous les éléments sismiques primaires dans cette direction.
- Dans les bâtiments comportant plusieurs étages, seules des définitions approximatives du centre de rigidité et du rayon de torsion sont possibles. Il est possible d'utiliser une définition simplifiée, pour classer la structure comme régulière en plan ou non et pour l'analyse approximative des effets de torsion, si les deux conditions suivantes sont satisfaites :
 - tous les éléments du contreventement, comme les noyaux centraux, les murs ou les portiques, sont continus depuis les fondations jusqu'au sommet du bâtiment ;
 - les déformations des éléments individuels de contreventement soumis à des charges horizontales ne sont pas très différentes. Cette condition peut être considérée comme satisfaite dans le cas de systèmes de portiques et de systèmes de murs. En générale, elle n'est pas satisfaite avec des systèmes à contreventement mixte.
- Dans les portiques et dans les systèmes de murs élancés dominés par les déformations de flexion, les positions des centres de raideur et les rayons de torsion peuvent être calculés à tous les niveaux comme ceux associés aux moments d'inertie des sections des éléments verticaux. Si, outre les déformations de flexion, les déformations de cisaillement sont également significatives, elles peuvent être prises en compte en utilisant un moment d'inertie équivalent de la section.

V.2.2. Critères de régularité en élévation pour l'EC8

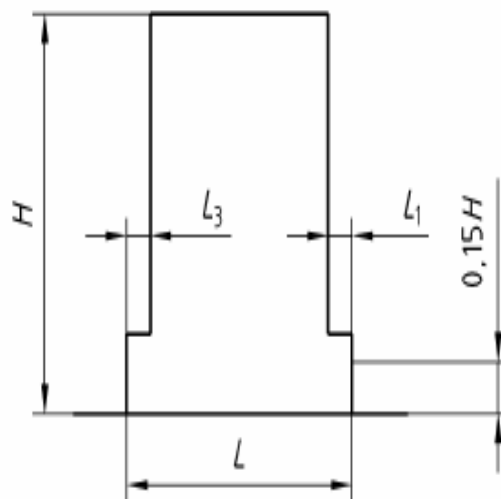
- Tous les éléments de contreventement, comme les noyaux centraux, les murs ou les portiques, doivent être continus depuis les fondations jusqu'au sommet du bâtiment ou, lorsqu'il existe des retraits à différents niveaux, jusqu'au sommet de la partie concernée du bâtiment.
- La raideur latérale et la masse de chaque niveau doivent demeurer constantes ou sont réduites progressivement, sans changement brutal, entre la base et le sommet du bâtiment considéré.

- Dans les bâtiments à ossature, le rapport entre la résistance effective de chaque niveau et la résistance exigée par le calcul ne doit pas varier de manière disproportionnée d'un niveau à l'autre.
- Lorsque l'ouvrage présente des retraits, les dispositions supplémentaires suivantes s'appliquent :
 - a) dans le cas de retraits successifs maintenant une symétrie axiale, le retrait à un niveau quelconque ne doit pas être supérieur à 20 % de la dimension en plan du niveau inférieur dans la direction du retrait (voir Figure V.7.a et Figure V.7.b).
 - b) dans le cas d'un seul retrait situé dans les 15 % inférieurs de la hauteur totale du système structural principal, le retrait ne doit pas être supérieur à 50 % de la dimension en plan du niveau inférieur (voir Figure V.7.c). Dans ce cas, il convient de concevoir la structure de la partie inférieure, située à l'intérieur de la projection verticale des étages supérieurs, de manière à résister à au moins 75 % de l'effort tranchant horizontal qui agirait à ce niveau dans un bâtiment semblable n'ayant que la largeur réduite.
 - c) dans le cas de retraits non symétriques, de chaque côté, la somme des retraits de tous les niveaux ne doit pas être supérieure à 30 % de la dimension en plan au premier niveau au dessus des fondations ou au dessus du sommet d'un soubassement rigide et chaque retrait ne doit pas excéder 10 % de la dimension en plan du niveau inférieur (voir Figure V.7.d).



$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$$

Figure V.7.a)



$$\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,20$$

Figure V.7.b) le retrait a lieu au-dessus de 0,15 H

Figure V.7 (a et b). Critères de régularité en élévation pour l'EC8.

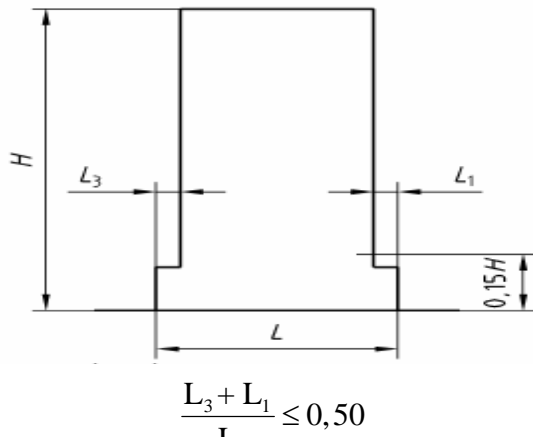


Figure V.7.c) le retrait a lieu au-dessous de 0,15H

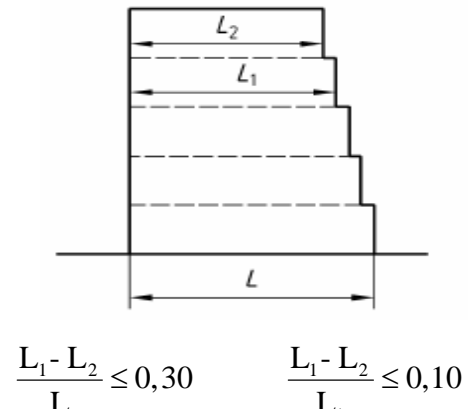


Figure V.7.d)

Figure V.7 (c et d). Critères de régularité en élévation pour l'EC8.

V.3. Selon UBC

Pour le règlement Américain, les différents types d'irrégularités aussi bien en plan qu'en élévation sont résumés dans des tableaux comme suit :

V.3.1. Irrégularités en plan selon l'UBC

Tableau V.3. Types d'irrégularité en plan selon l'UBC [3] et [19].

| Type d'irrégularité | Définition |
|-----------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1. Irrégularité de torsion | L'irrégularité de torsion sera considérée comme existante quand le déplacement maximal du niveau considéré, calculée en tenant compte de la torsion accidentelle, à une extrémité de la structure est plus de 1,2 fois la moyenne des déplacements des deux extrémités de la structure. |
| 2. Coins rentrant | Les configurations d'une structure et de son système de résistance contiennent les coins rentrant, où les deux projections de la structure au delà d'un coin rentrant sont plus que 15 pour cent de la dimension en plan de la structure dans la direction donnée. |
| 3. Discontinuités des diaphragmes | Diaphragmes avec des discontinuités ou des variations brusques de rigidité, y compris ceux ayant les terrains découverts plus grands que 50 pour cent de la section brute du diaphragme, ou changements de la rigidité efficace de diaphragme de plus que 50 pour cent d'un niveau à un autre. |
| 4. Décrochement en plan | Discontinuité en plan des éléments verticaux dans la direction de la force considérée. |
| 5. Systèmes non parallèles. | Les éléments de résistance verticaux ne sont pas parallèles ou symétriques par rapport aux axes principaux de la structure. |

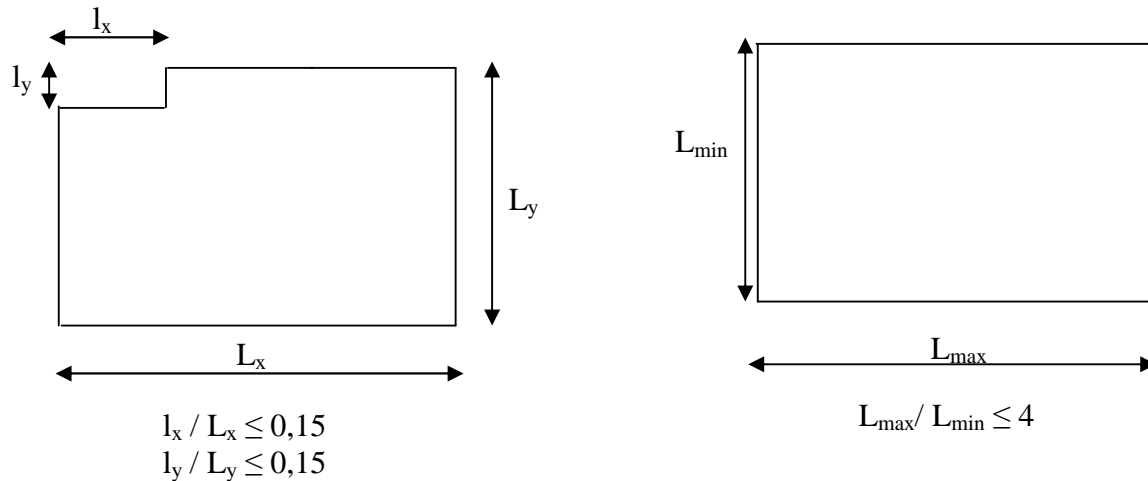


Figure V.8. Critères de régularité en plan selon UBC.

V.3.2. Irrégularités en élévation selon l'UBC

Tableau V.4. Types d'irrégularité en élévation selon l'UBC [3] et [19].

| Type d'irrégularité | Définition |
|----------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1. Niveaux flexibles. | Un niveau est considéré comme flexible si sa rigidité est inférieure à 70% de celle du niveau au dessus ou inférieure à 80% de la moyenne des rigidités des 3 niveaux au dessous. |
| 2. Irrégularité de masse. | L'irrégularité de masse se présente si la masse d'un niveau quelconque est supérieure à 150% la masse d'un niveau adjacent. |
| 3. Irrégularité géométrique verticale. | Irrégularité géométrique verticale existe quand la dimension du système de contreventement dans un niveau est supérieure à 130% de celle d'un niveau adjacent. |
| 4. Décrochement en élévation | Un décrochement des éléments de résistance plus important que la longueur de ces éléments. |
| 5. Discontinuité de capacité | Un niveau est dit de faible capacité si sa résistance est inférieure à 80% de celle du niveau au dessus. La résistance d'un niveau est la somme des résistances des éléments de contreventement dans la direction considérée. |

Les critères de régularité en élévation cités dans le tableau sont résumés par la figure ci après.

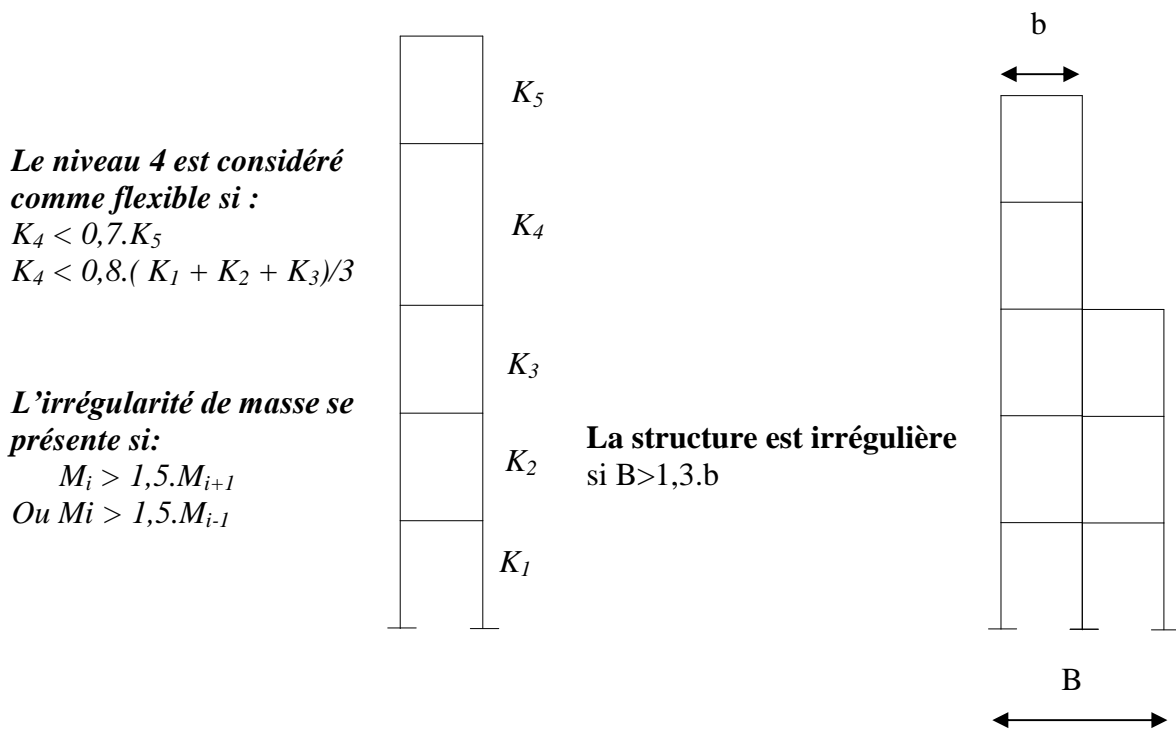


Figure V.9. Critères d'irrégularité en élévation selon UBC.

V.4. Commentaires

Les trois règlements définissent les différents types de discontinuités qui peuvent exister dans une structure, chacun d'eux fixent des limites pour les irrégularités en plan et en élévation. Pour les décrochements en plan, le RPA limite le rapport entre les parties rentrantes ou saillantes à 0,25. Tandis que l'Eurocode8 considère un rapport entre la surface des parties saillantes et celle du plancher, ce rapport est limité à 5%. Le code UBC utilise le même critère que le RPA mais pour ce règlement, le rapport doit être inférieur à 0,15.

Les 3 règlements favorisent l'utilisation des structures à 2 axes de symétrie, le RPA et l'Eurocode8 limitent l'élancement en plan à $L_x / L_y \leq 4$.

En cas de décrochement en élévation, le rapport entre la dimension de la structure à un niveau et celle à un niveau adjacent est limité à 0,8 pour le RPA et l'Eurocode8, le code Américain donne une limite légèrement différente. A ce niveau, on note que l'Eurocode8 présente plus de détails, où on trouve des limites pour chaque type de retrait.

VI. DETERMINATION DE L'ACTION SISMIQUE

VI.1. Selon RPA

Pour la détermination de l'action sismique qui peut s'exercer sur une structure, le RPA utilise deux méthodes différentes, la méthode statique équivalente et la méthode d'analyse modale spectrale.

- ✓ La méthode statique équivalente consiste à remplacer l'action sismique par une force statique dont l'effet est équivalent à celui de l'action dynamique ; cette force est appliquée à la base de la structure.
- ✓ la méthode dynamique spectrale utilise pour la détermination de l'action sismique un spectre de calcul, ce dernier donne l'accélération en fonction de la période de la structure. Pour chaque mode de vibration on détermine l'effet correspondant du à l'action sismique ; ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la résultante qui va être appliquée à la structure en question.

VI.1.1. Méthode statique équivalente selon le RPA [1]

Pour appliquer cette méthode on doit vérifier certaines conditions :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur totale au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres 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 23m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : • groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

a. Force sismique latérale totale

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

W : poids total du bâtiment, calculé comme suit :

$$W = W_G + \beta.W_Q$$

W_G : la somme des charges permanentes.

W_Q : la somme des charges d'exploitation.

β : coefficient donné en fonction du groupe d'usage, sa valeur varie de 0,2 à 1 .

A : coefficient d'accélération sismique qui dépend de la zone de sismicité.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné en fonction de la période du mode fondamental de vibration.

Pour l'évaluation de la période du mode fondamental de vibration, on peut utiliser la formule :

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

C_t : 0,085 dans le cas des portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie, 0,075 pour les portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie et 0,05 pour les portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie et en cas d'un contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie

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

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : Le facteur de qualité de la structure exprimé en fonction d'un certain nombre de paramètres de qualité P_q tels que :

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

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

b. Force sismique équivalente par niveau

La distribution verticale de l'action sismique se fera suivant la formule :

$$F_k = \frac{(F - F_t) \cdot W_k \cdot h_k}{\sum_1^n W_i \cdot h_i}$$

Où :

F_k : force sismique horizontale agissant au niveau «K».

h_k : niveau du plancher considéré à partir de la base.

h_i : niveau d'un plancher quelconque.

W_k : poids du niveau considéré.

W_i : poids d'un niveau quelconque.

$$F_t : \text{force sismique au sommet} : \begin{cases} F_t = 0 & T < 0,7 \text{ s} \\ F_t = \min(0,07 \cdot T \cdot F ; 0,25 \cdot F) & T > 0,7 \text{ s} \end{cases}$$

c. Effet de la torsion d'axe vertical

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs:

-5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

- excentricité théorique résultant des plans.

VI.1.2. Méthode dynamique modale spectrale [1]

Cette méthode est applicable pour tous les types de bâtiments.

a. Hypothèses de calcul

Pour l'application de cette méthode, les hypothèses suivantes sont admises :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du centre de gravité des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et fondations doivent être rigides dans leur plan (vis-à-vis des déplacements horizontaux).
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes soit au moins égale à 90 % ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

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

$$K \geq 3 \cdot \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0,2 \text{ sec}$$

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

b. Détermination des forces sismiques

F_{ki} : force sismique latérale au niveau « k » pour le mode « i ».

$$F_{ki} = \frac{W_k \cdot \phi_{ki}}{\sum W_k \cdot \phi_{ki}} \cdot F_i$$

Avec :

V_i : Force sismique à la base pour le mode « i ».

$$F_i = \frac{S_a}{g} \cdot \alpha_i \cdot W$$

W : poids total du bâtiment, calculé comme suit :

$$W = W_G + \beta \cdot W_Q$$

β : coefficient donné en fonction du groupe d'usage, sa valeur varie de 0,2 à 1.

h_k : niveau du plancher considéré à partir de la base.

h_i : niveau d'un plancher quelconque.

W_k : poids du niveau considéré.

W_i : poids d'un niveau quelconque.

α_i : coefficient de participation du mode « i ».

ϕ_{ki} : composante du vecteur propre correspondant au niveau « k » pour le mode « i ».

$\frac{S_a}{g}$: ordonnée sur le spectre de réponse définie comme une fonction de la période du mode

fondamental « T ».

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité,

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

R : coefficient de comportement global de la structure.

η : facteur de correction d'amortissement ; donné par :

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

ξ : pourcentage d'amortissement critique.

c. Combinaison des réponses modales

a) Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport $r = T_i / T_j$ ($T_i \leq T_j$) vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \cdot \xi_j})$$

b) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré.

E_i : valeur modale de E selon le mode « i ».

K : nombre de modes retenus.

c) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

VI.2. Selon Eurocode 8

Comme pour le RPA, pour la détermination de l'action sismique qui peut s'exercer sur une structure, l'Eurocode utilise deux méthodes différentes, la méthode d'analyse par forces latérales et la méthode d'analyse modale utilisant le spectre de réponse.

- ✓ La méthode d'analyse par forces latérales consiste à remplacer l'action sismique par une force statique dont l'effet est équivalent à celui de l'action dynamique ; cette force est appliquée à la base de la structure.
- ✓ La méthode d'analyse modale, basée sur le spectre de réponse utilise pour la détermination de l'action sismique un spectre de calcul. Ce dernier donne l'accélération en fonction de la période de la structure. Pour chaque mode de vibration on détermine l'effet correspondant dû à l'action sismique ; ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la résultante qui va être appliquée à la structure en question.

VI.2.1. Méthode d'analyse par forces latérales selon l'EC8 [2]

Ce type d'analyse peut être appliqué aux bâtiments répondants aux critères suivants :

- La réponse n'est pas affectée de manière significative par la contribution des modes de vibration de rang plus élevé que le mode fondamental dans chaque direction principale.
- Dans les deux directions, les périodes de vibration T_1 doivent être inférieures aux valeurs suivantes :

$$T_1 \leq \begin{cases} 4.T_c \\ 2,0 \text{ sec} \end{cases}$$

T_c : valeur de période qui décrit la forme du spectre.

- Les bâtiments doivent respecter les critères de régularité en élévation.

a. Effort tranchant à la base de la structure

$$F_b = S_d(T_1).m.\lambda$$

F_b : effort tranchant à la base de la structure.

$S_d(T_1)$ est l'ordonnée du spectre de calcul pour la période T_1 .

T_1 : est la période fondamentale de vibration du bâtiment pour le mouvement de translation dans la direction considérée. Pour les bâtiments jusqu'à 40 m de hauteur, une valeur approchée de T_1 (en sec) peut être obtenue par l'expression suivante :

$$T_1 = C_t.H^{3/4}$$

C_t : est égal à 0,085 dans le cas des portiques spatiaux en acier, à 0,075 dans le cas des portiques spatiaux en béton et pour les triangulations excentrées en acier et à 0,050 pour toutes les autres structures.

H : est la hauteur du bâtiment, en m, depuis les fondations ou le sommet d'un soubassement rigide.

m : est la masse totale du bâtiment, au-dessus des fondations ou du sommet d'un soubassement rigide. $m = \sum m_i$

$$m_i = G_i + \psi.Q_i$$

m_i : masse du niveau « i ».

G_i : charges permanentes.

Q_i : charges d'exploitation.

ψ : coefficient donné en fonction du groupe d'usage.

λ : est le coefficient de correction, dont la valeur est égale à : $\lambda = 0,85$ si $T_1 \leq 2 T_c$ et si le bâtiment a plus de deux étages, autrement $\lambda = 1,0$.

T_C : valeur qui décrit la forme du spectre, donnée en fonction du site d'implantation.

b. Distribution de l'effort sismique

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

F_i : la force horizontale agissant au niveau « i ».

z_i et z_j : les hauteurs des masses m_i et m_j au-dessus du niveau d'application de F_b .

F_b : effort tranchant à la base de la structure.

c. Effets accidentels de torsion

Afin de tenir compte des incertitudes concernant la localisation des masses et la variation spatiale du mouvement sismique, le centre de gravité calculé de chaque plancher i doit être déplacé dans chaque direction, par rapport à sa position nominale, d'une excentricité accidentelle additionnelle :

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$$

où e_{ai} : est l'excentricité accidentelle de la masse du niveau i par rapport à sa position nominale, appliquée dans la même direction à tous les niveaux.

L_i : est la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

VI.2.2. Méthode d'analyse modale utilisant le spectre de réponse selon l'EC8 [2]

Cette méthode est applicable à tous les types de bâtiments.

a. Hypothèses de calcul

- La somme des masses modales effectives pour les modes considérés atteint au moins 90 % de la masse totale de la structure.
- Tous les modes dont la masse modale effective est supérieure à 5 % de la masse totale sont pris en compte.

Si les dispositions précédentes ne peuvent pas être vérifiées (par exemple, dans le cas de bâtiments où la contribution du mode de torsion est significative), il convient de considérer, lors d'une analyse spatiale, un nombre minimal k de modes satisfaisant aux deux conditions suivantes :

$$K \geq 3 \cdot \sqrt{N}$$

$$\text{et } T_k \leq 0,2 \text{ sec}$$

K : est le nombre de modes à considérer.

N : est le nombre de niveaux au-dessus des fondations ou d'un soubassement rigide.

T_k : est la période de vibration du mode K .

b. Spectre de calcul

Le spectre de réponse de calcul $S_d(T)$ pour la période de retour de référence est défini par les expressions suivantes :

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_d(T) = \left\{ a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad T_C \leq T \leq T_D \right.$$

$$S_d(T) = \left. \left\{ a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad T_D \leq T \right. \right.$$

Où : $S_d(T)$ est l'ordonnée du spectre de calcul, fonction de la période fondamentale de la structure « T ».

β : est le coefficient correspondant à la limite inférieure du spectre de calcul horizontal.

La valeur devant être attribuée à β pour être utilisée dans un pays peut être trouvée dans l'annexe de l'EC8. La valeur recommandée est $\beta = 0,2$.

q : est le coefficient de comportement de la structure.

T_B , T_C et T_D : valeurs des périodes qui décrivent la forme du spectre.

S : paramètre du sol, dépendant du site d'implantation de la structure.

a_g : accélération de calcul pour un sol de classe A ; ($a_g = \gamma_i \cdot a_{gR}$).

γ_i : facteur d'importance qui dépend du groupe d'usage.

c. Détermination des forces sismiques

$$F_{bk} = S_d(T_k) \cdot m_k$$

Où :

F_{bk} : Force sismique à la base pour le mode « K ».

m_k : masse modale effective, correspondant à un mode K.

T_k : période de vibration correspondant au mode « K ».

d. Combinaison des réponses modales

Les réponses de deux modes de vibration i et j (y compris les modes de torsion et de translation) peuvent être prises comme indépendantes l'une de l'autre si leurs périodes T_i et T_j satisfont à la condition suivante (avec $T_j \leq T_i$) :

$$T_j \leq 0,9.T_i$$

Chaque fois que toutes les réponses modales prises en compte, peuvent être considérées comme indépendantes les unes des autres, la valeur maximale E_E de l'effet d'une action sismique peut être prise égale à :

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2}$$

où :

E_E : est l'effet de l'action sismique considéré (force, déplacement, etc.).

E_{Ei} : est la valeur de cet effet de l'action sismique due au mode de vibration i .

Si la condition donnée ci dessus n'est pas respectée, des procédures plus exactes pour la combinaison des réponses modales maximales, telles que la «combinaison quadratique complète», doivent être adoptées.

VI.3. Selon UBC

Comme pour les deux règlements précédents, pour la détermination de l'action sismique qui peut s'exercer sur une structure, l'UBC utilise deux méthodes différentes, la méthode statique équivalente et la méthode d'analyse modale.

- ✓ La méthode statique équivalente consiste à remplacer l'action sismique par une force statique dont l'effet est équivalent à celui de l'action dynamique, cette force est appliquée à la base de la structure.
- ✓ La méthode d'analyse modale utilisant le spectre de réponse utilise pour la détermination de l'action sismique un spectre de calcul, ce dernier donne l'accélération en fonction de la période de la structure.

Pour chaque mode de vibration on détermine l'effet correspondant du à l'action sismique, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la résultante qui va être appliquée à la structure en question.

VI.3.1. Méthode statique équivalente selon l'UBC [3]

Cette méthode est applicable dans les cas ci après :

- Toutes les structures régulières ou irrégulières en zone sismique 1 et celles de catégories d'importance 4 et 5 en zone sismique 2.
- Structures régulières dont la hauteur ne dépasse pas 73m en zones sismiques 3 et 4.
- Structures irrégulières ayant au plus cinq niveaux ou 19m en zones sismiques 3 et 4.

a. Effort tranchant à la base

L'effort tranchant à la base de la structure est donné par la formule ci après :

$$F = \frac{C_v \cdot I}{R \cdot T} \cdot W \text{ [3] et [21]}$$

Cette valeur ne doit pas dépasser : $F = \frac{2,5 \cdot C_a \cdot I}{R} \cdot W$ [3]

Et ne doit pas être inférieure à : $F = 0,11 \cdot C_a \cdot I \cdot W$ [3]

Où : C_v et C_a : coefficients sismiques, donnés en fonction de la zone et de la classe du sol.

I : facteur d'importance.

R : coefficient lié au type de la structure. Ceci est équivalent au coefficient de comportement [3] et [24].

W : poids de la structure, défini comme étant égal la charge permanente et un pourcentage de la charge d'exploitation

T : période fondamentale de la structure donnée par la formule suivante : $T = C_t \cdot h_n^{3/4}$

C_t : est égal à 0,085 dans le cas des portiques spatiaux en acier, à 0,073 dans le cas des portiques spatiaux en béton et pour les triangulations excentrées en acier et à 0,049 pour toutes les autres structures.

h_n : est la hauteur du bâtiment, en (m).

b. Distribution de l'effort sismique

$$F_k = \frac{(V - F_t) \cdot W_k \cdot h_k}{\sum_1^n W_k \cdot h_k} \text{ [3] et [21]}$$

F_k : force au niveau K.

h_k : niveau du plancher considéré à partir de la base.

F_t : force sismique au sommet :

$$\begin{cases} F_t = 0 & T < 0,7 \text{ s} \\ F_t = \min(0,07 \cdot T \cdot V ; 0,25 \cdot V) & T > 0,7 \text{ s} \end{cases}$$

VI.3.2. Méthode d'analyse modale [3]

Cette méthode est applicable à tous les types de structures.

VI.3.2.1. Hypothèse de calcul

- Pour les modes considérés, au moins 90 pour cent de la masse participante de la structure est incluse dans le calcul de la réponse pour chaque direction horizontale principale.

VI.3.2.2. Spectre de calcul

Les ordonnées du spectre de calcul sont données par les formules ci après :

$$S_d = \left[C_a + \frac{1,5 \cdot C_a \cdot T}{T_B} \right] \cdot g \cdot \frac{I}{R} \quad T \leq T_B$$

$$S_d = 2,5 \cdot C_a \cdot g \cdot \frac{I}{R} \quad T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_d = \frac{C_v}{T} \cdot g \cdot \frac{I}{R} \quad T \geq T_C$$

C_v , C_a , I et R : mêmes définitions que pour la méthode statique.

$$T_B = 0,2 \cdot \frac{C_v}{2,5 \cdot C_a}$$

$$T_C = \frac{C_v}{2,5 \cdot C_a}$$

T_B et T_C sont des paramètres qui dépendent du site d'implantation de la structure.

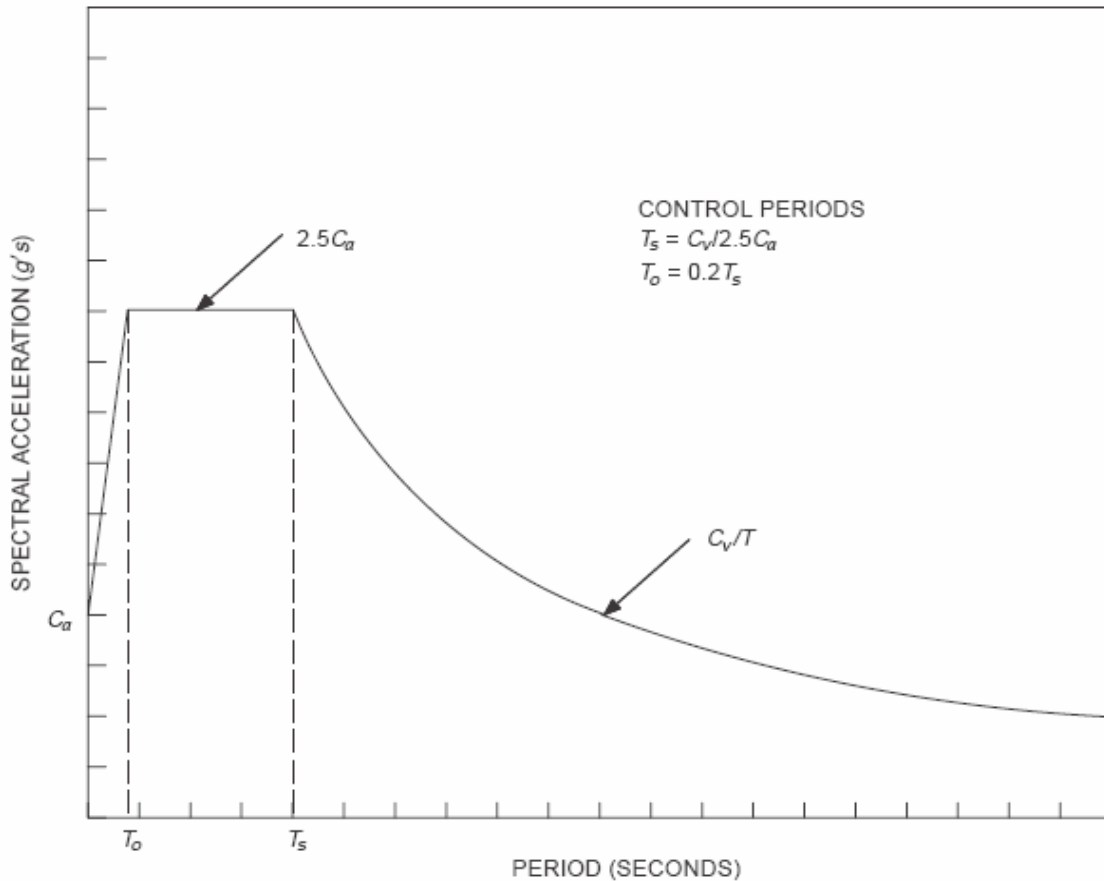


Figure V.10. Spectre de réponse donné par le code UBC.

c. Détermination des forces sismiques

L'effet de l'action sismique correspondant au mode « k » est donné par la formule suivante : $F_k = M_k \cdot S_{a,k}$

M_k : masse modale correspondant au mode de vibration « k ».

$S_{a,k}$: ordonnées du spectre de réponse correspondant à la période du mode « k ».

d. Combinaison des réponses modales

Le règlement Américain considère deux types de combinaison entre les réponses modales :

- La combinaison S-R-S-S : est la racine carrée de la somme des carrés, celle-ci est utilisée dans le cas d'une analyse en « 2D », $E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2}$
- La combinaison quadratique complète (C-Q-C), utilisée en cas d'analyse en « 3D ».

VI.4. Commentaires

A. Concernant la méthode statique

Le principe de cette méthode est de remplacer l'effet de l'excitation sismique qui est de nature dynamique par une force statique appliquée à la base de la structure. Pour la détermination de cette dernière, chacun des 3 règlements propose une formule qui tient compte des différents paramètres intervenants dans la détermination de l'action sismique.

➤ Le RPA prend en considération 4 facteurs :

- Le coefficient d'accélération de zone, donné en fonction du groupe d'usage et de la zone de sismicité ; la valeur maximale que peut prendre ce facteur est 0,4.
- Facteur d'amplification dynamique moyen, qui tient compte de la rigidité de la structure, de l'amortissement et de la catégorie du site ; la plus grande valeur que peut atteindre ce coefficient est 2,5 (pour un amortissement de 5%).
- Facteur de qualité, fonction de la régularité de la structure et du contrôle de la qualité d'exécution et des matériaux ; sa valeur maximale est limitée à 1,35.
- Coefficient de comportement de la structure, la valeur de ce dernier varie de 2 à 5.
- La distribution de l'effort sismique aux différents niveaux se fait proportionnellement au produit (masse x hauteur par rapport à la base).

➤ L'E8 utilise le même principe que le RPA (un coefficient multiplié par le poids), les paramètres intervenant dans le calcul de l'action sismique sont :

- Le coefficient de correction, fonction de la période fondamentale et de la classe du sol.
- Les paramètres (S , T_C et T_D) qui décrivent la forme du spectre.

La formule utilisée pour l'évaluation de la période fondamentale de la structure est identique à celle utilisée par le RPA, avec les mêmes valeurs pour les 2 termes de la formule.

La distribution verticale de l'effort sismique est faite en utilisant une formule identique à celle utilisée par le RPA. Cependant, dans l'Eurocode8, on ne trouve pas le terme définissant la force concentrée au sommet considérée par le RPA.

➤ La formule donnée par le code UBC pour la détermination de l'effort tranchant à la base de la structure est identique à celles utilisée dans les 2 autres règlements.

Dans cette formule, peut bien remarquer que l'effort sismique est inversement proportionnel à la période fondamentale, celle-ci est donnée par la même formule utilisée par le RPA, avec une légère différence des valeurs du coefficient C_t .

La distribution de l'effort sismique aux différents niveaux se fait exactement comme pour le RPA, avec les mêmes définitions des termes de la formule.

La distribution de l'effort sismique est faite par la même formule pour les 3 règlements. Cependant, le RPA et UBC considère dans le cas des structures ayant $T > 0,7\text{sec}$, une force concentrée au sommet du bâtiment, cette dernière est déduite de l'effort tranchant total lors de son répartition aux différents niveaux.

Le tableau ci après montre les différentes formules proposées par le code UBC pour la détermination de la force statique équivalente (effort tranchant à la base de la structure).

Tableau V.5. Différentes formules proposées par le code UBC pour le calcul de l'effort sismique total à la base d'une structure [25].

| Date | Formules proposée par UBC |
|------|----------------------------------------------------------------------------|
| 1927 | First seismic design appendix in UBC : $V = C.W$ ($C = 0.075$ to 0.10) |
| 1933 | Los Angeles City Code : $V = C.W$ ($C = 0.08$) |
| 1943 | Los Angeles City Code : $V = C.W$ ($C = 60/(N+4.5)$), $N > 13$ stories. |
| 1952 | ASCE-SEAONC : $C = K_1/T_1$ ($K_1 = 0.015$ to 0.025) |
| 1959 | SEAOC : $C = KCW$ ($C = 0.05/(T^{1/3})$) |

B. Concernant la méthode dynamique

Les méthodes utilisées par les trois règlements sont basées sur le même principe, un calcul utilisant un spectre élastique, puis la réduction des résultats moyennant un coefficient de comportement. La forme du spectre est identique selon les trois règlements, la différence est au niveau des valeurs décrivant le spectre, chaque code utilise sa propre formulation afin de donner une estimation de l'accélération au quelle sera soumise la structure.

Le principe est toujours le même et consiste à déterminer les effets de l'action sismique selon chaque mode, puis procéder à une combinaison entre les effets correspondant aux différents modes, la méthode de combinaison est identique pour les trois règlements.

VI. CONCLUSION

En comparant les trois règlements, on peut dire qu'ils utilisent globalement les mêmes critères pour la classification des sols, zones de sismicité et classes d'importance, des légères différences sont constatées au niveau des valeurs limites séparant chaque catégorie d'une autre.

Pour la détermination de l'action sismique, chaque règlement propose deux méthodes, une première qui consiste à remplacer l'action dynamique par une force statique dont l'effet est équivalent à celui de l'action dynamique. Une deuxième méthode basée sur l'analyse modale où on détermine pour chaque mode de vibration, le maximum des sollicitations correspondantes, ces dernières sont par la suite combinées pour obtenir la valeur de l'action sismique totale appliquée à la structure.

La méthode statique équivalente peut être utilisée pour les bâtiments présentant une configuration simple et régulière, avec une limitation de la hauteur de la structure en question, la limite pour l'UBC (73m) est égale à 2,5 fois celle considérée par le RPA (30m) en zone de forte sismicité. L'Eurocode limite la période et non pas la hauteur comme les deux autres règlements.

Pour les structures irrégulières et en zone de forte sismicité, le RPA permet d'utiliser la méthode statique équivalente pour les bâtiments qui ne dépassent pas 2 niveaux ou 08m de hauteur (groupe d'usage 1A en zone III), tandis que l'UBC va jusqu'à cinq niveaux ou 19m pour la même zone et le même groupe d'usage.

La méthode d'analyse modale est applicable pour tous les types de bâtiments, particulièrement pour ceux présentant une configuration irrégulière.

CHAPITRE VI :
RENFORCEMENT PAR GAINAGE ET
RENFORCEMENT PAR
ELEMENTS VOILES (SELON RPA)

.

VI. RENFORCEMENT PAR GAINAGE ET RENFORCEMENT PAR ELEMENTS VOILES (SELON RPA)

I. INTRODUCTION

A fin de faciliter l'application de la méthodologie établie au début de ce travail, il a été jugé utile de présenter quelques exemples d'application, pour cela une étude des différentes solutions possibles de confortement est menée comme suit :

- Présentation du bâtiment en question.
- Analyse de la structure.
- Proposition des solutions de renforcement.
- Discussions des résultats de chaque méthode et comparaison des résultats.
- Conclusion.

II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Il s'agit d'un bâtiment (R + 2) à usage d'habitation.

- La structure est en portiques auto stables en béton armé.
- Zone d'implantation : Boumerdes (zone sismique III).
- Type de sol : meuble S3.

◆ Caractéristiques géométriques

- Longueur totale : 19,1m
- Largeur totale: 11,50m
- Hauteur d'étage: 3,06m
- Hauteur du RDC: 3,06m

◆ Caractéristiques mécaniques

La résistance du béton est estimée à 20 Mpa.

La contrainte admissible du sol est de 0,20 Mpa.

◆ Eléments constituant l'ouvrage

- La superstructure

Le dimensionnement des éléments de l'ossature est donné par le tableau ci-dessous :

Tableau VI.1. Dimensions des poutres et des poteaux.

| Niveau | Poutres | | Poteaux |
|-------------------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| | Principales | Secondaires | |
| RDC | 30x40 cm ² | 30x35 cm ² | 30x40 cm ² |
| 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage | 30x40 cm ² | 30x35 cm ² | 30x30 cm ² |

La vue en plan de la structure ainsi que le ferrailage des éléments de la structure sont figurés dans les plans suivants:

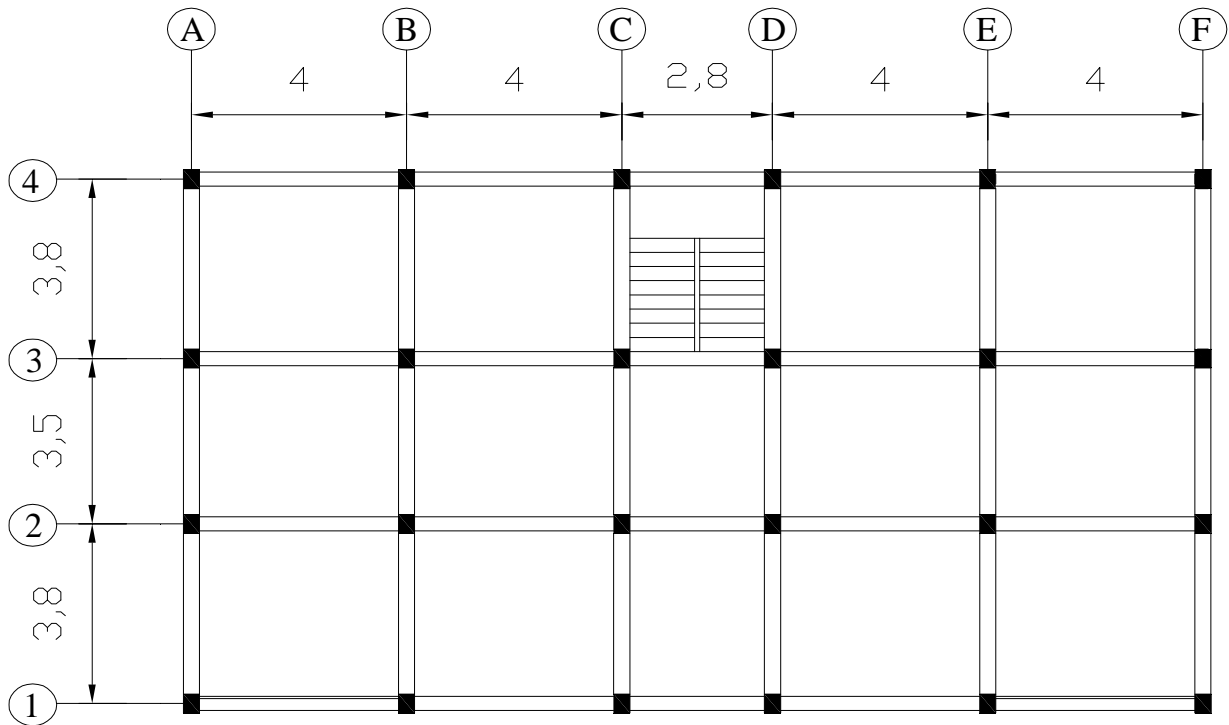


Figure VI.1. Vue en plan de la structure.

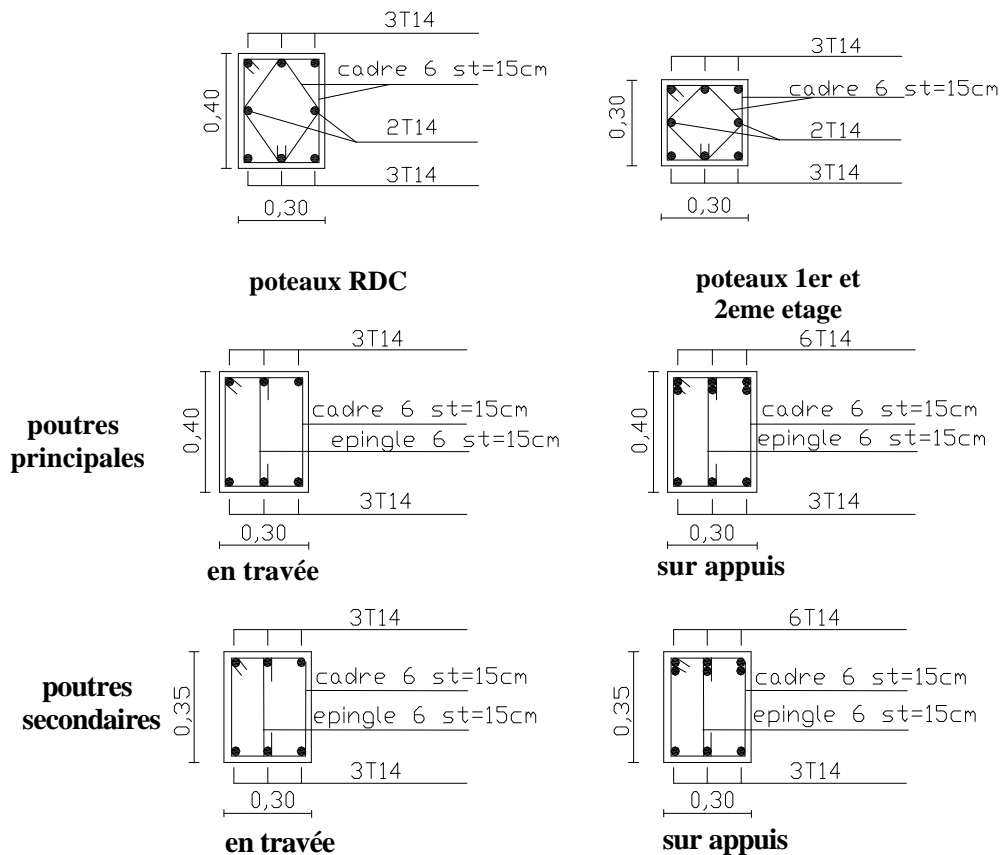


Figure VI.2. Ferrailage des poutres et des poteaux.

Les planchers sont en corps creux (16+ 4) cm, recevant les charges suivantes :

Tableau VI.2. Charges et surcharges revenants aux planchers.

| Plancher | Charge permanente G (kg/m ²) | Surcharge d'exploitation Q (kg/m ²) |
|---------------|---------------------------------------------|----------------------------------------------------|
| Terrasse | 675 | 100 |
| Etage courant | 520 | 150 |

b. L'infrastructure

Le bâtiment repose sur un système de fondations constitué de semelles isolées sous poteaux réparties comme indiqué en figure ci après :

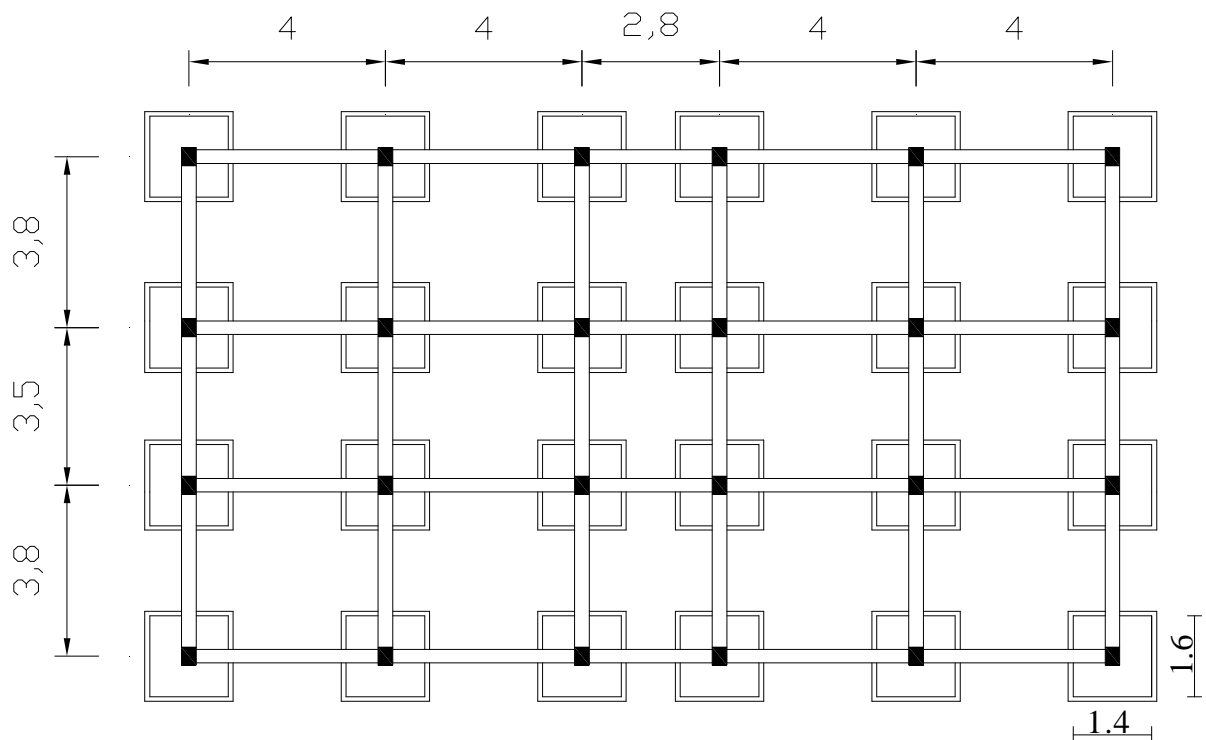


Figure VI.3. Infrastructure du bâtiment.

III. ANALYSE DE LA STRUCTURE

◆ Analyse dynamique

Ce type d'analyse permet de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure, qui vont être considérés comme données de base pour l'évaluation de l'action sismique ainsi que les sollicitations induites par cette dernière au niveau des différents éléments assurant la stabilité et la résistance du bâtiment.

Les résultats sont présentés sous forme de tableaux :

Tableau VI.3. Modes de vibrations de la structure existante.

| Mode | 1 | 2 | 3 |
|---------------|-------|-------|-------|
| Période (sec) | 0,589 | 0,570 | 0,489 |

◆ **Calcul des déplacements**

Tableau VI.4. Déplacements des niveaux de la structure existante.

| Niveau | Sens longitudinal | | Sens transversal | |
|----------|-------------------|-----------------|------------------|-----------------|
| | Ux (cm) | Ux relatif (cm) | Uy (cm) | Uy relatif (cm) |
| niveau 3 | 2,76 | 0,88 | 4,21 | 1,32 |
| niveau 2 | 2,02 | 0,92 | 2,89 | 1,83 |
| niveau 1 | 0,82 | 0,64 | 1,06 | 1,06 |

Les déplacements inter étages sont inférieurs aux déplacements limités par la réglementation. $\delta < 0,01.h$, ou « h » est la hauteur du niveau considéré [1].

IV. VERIFICATION DU FERRAILLAGE

IV.1. Ferrailage des poteaux

a. Armatures transversales

Les armatures transversales sont prévues pour reprendre les contraintes tangentielles causées par les efforts tranchants. On doit vérifier que les contraintes tangentielles et les espacements des armatures transversales ne dépassent pas les valeurs limitées par les règlements en vigueur.

✓ La contrainte tangentielle est donnée par la formule : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$, la valeur de la

contrainte admissible donnée par la réglementation :

- BAEL 91

- Dans le cas d'une fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$ [5]

- Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) \text{ [5]}$$

- RPA 2003

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ [1]}$$

Où : ρ_d : est égal à 0,075 si l'élanement géométrique λ_g , dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire.

L'élanement géométrique est donné par $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

l_f : longueur de flambement.

a : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

✓ Pour l'espacement des armatures transversales, on vérifie que : $At/St > \frac{\rho_a \cdot V_u}{a \cdot f_c}$ [1]

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

A_t et S_t : section et espacement des armatures transversales.

NB : pour l'ensemble des poteaux et suivant les deux directions, l'élanement géométrique est supérieur à 5, $\rho_a = 2,50$. $\rho_d = 0,075$ et $\bar{\tau}_{bu} = 0,075 \cdot 20 = 1,5 \text{MPa}$

Les résultats des vérifications sont résumés dans des tableaux :

Tableau VI.5. Vérification des armatures transversales pour les poteaux.

| Niveau | Poteau | b (m) | h (m) | Vux (KN) | Vuy (KN) | τ_u (Mpa) | At/St limite (cm) |
|--------|--------|-------|-------|----------|----------|----------------|-------------------|
| 2eme | A1 | 0.3 | 0.3 | 33.77 | 33.38 | 0.586 | 0.07 |
| | B2 | 0.3 | 0.3 | 50.72 | 31.07 | 0.734 | 0.11 |
| | C4 | 0.3 | 0.3 | 31.58 | 28.12 | 0.522 | 0.07 |
| 1er | A1 | 0.3 | 0.3 | 47.07 | 48.14 | 0.831 | 0.10 |
| | B2 | 0.3 | 0.3 | 60.04 | 39.16 | 0.885 | 0.13 |
| | C4 | 0.3 | 0.3 | 173.23 | 101.37 | 2.478 | 0.36 |
| RDC | A1 | 0.3 | 0.4 | 73.87 | 49.32 | 0.822 | 0.15 |
| | B2 | 0.3 | 0.4 | 82.77 | 42.98 | 0.864 | 0.17 |
| | C4 | 0.3 | 0.4 | 190.29 | 103.08 | 2.004 | 0.40 |

On remarque que pour le poteau C4, la contrainte de cisaillement dépasse la contrainte admissible $\bar{\tau}_{bu} = 1,5 \text{MPa}$. Ainsi, le rapport $At/St = 0,07$ utilisé est inférieur à la valeur limite donné en tableau 5.

b. Armatures longitudinales

La vérification de la sécurité des poteaux est faite en utilisant le programme développé dans cette recherche. Ce dernier vérifie la résistance de la section et la compare aux sollicitations appliquées pour donner une conclusion.

Tableau VI. 6. Vérification des armatures longitudinales pour les poteaux.

| Niveau | Poteau | Section | Armatures | (M _x , M _y , N) | M _x (KN.m) | M _y (KN.m) | N(KN) |
|---------------------------------------------|--------|---------|-----------|----------------------------------------------------|-----------------------|-----------------------|--------|
| 1^{er} et 2eme étage | A2 | 30x30 | 8T14 | M _x ^{max} , M _y , N | 114,37 | 55,71 | 255,37 |
| | B4 | 30x30 | 8T14 | M _x , M _y ^{max} , N | 62,04 | 71,27 | 303,44 |
| | C4 | 30x30 | 8T14 | M _x , M _y , N ^{max} | 140,69 | 89,97 | 419,14 |
| | A1 | 30x30 | 8T14 | M _x , M _y , N ^{min} | 80,00 | 72,02 | 204,02 |
| RDC | A2 | 30x40 | 8T14 | M _x ^{max} , M _y , N | 195,91 | 70,90 | 407,81 |
| | B4 | 30x40 | 8T14 | M _x , M _y ^{max} , N | 132,16 | 77,93 | 474,40 |
| | C4 | 30x40 | 8T14 | M _x , M _y , N ^{max} | 195,56 | 98,89 | 708,72 |
| | A1 | 30x40 | 8T14 | M _x , M _y , N ^{min} | 169,16 | 88,79 | 329,12 |

Suite aux vérifications effectuées pour les différents poteaux, on peut conclure que les sollicitations dans ces éléments dépassent la capacité portante déterminée en se basant sur les diagrammes d'interaction.

IV.2. Ferrailage des poutres

La vérification est effectuée pour deux sections ; en travée et sur appuis.

a. Armatures transversales

- La contrainte tangentielle est donnée par la formule : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$, la valeur de la contrainte

admissible est donnée par la réglementation :

- BAEL 91

- Dans le cas d'une fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$ [5]

- Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) \text{ [5]}$$

Pour notre cas, Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,47\text{MPa}$

✓ Pour l'espaceement des armatures transversales, on doit vérifier que :

$$A_t / S_t > 0,003 \cdot b \quad [1]$$

A_t et S_t : section et espaceement des armatures transversales.

b : largeur de la section de la poutre.

Tableau VI.7. Vérification des armatures transversales pour les poutres.

| Niveau | Poutre | b (m) | d (m) | Vu (KN) | τ_u (Mpa) | At/St limite (cm) |
|-------------|--------|-------|-------|---------|----------------|-------------------|
| 1er et 2eme | A-A | 0,3 | 0,32 | 79,42 | 0,827 | 0,09 |
| | B-B | 0,3 | 0,32 | 61,21 | 0,638 | 0,09 |
| | 1 1 | 0,3 | 0,37 | 84,7 | 0,763 | 0,09 |
| | 4 4 | 0,3 | 0,37 | 122,82 | 1,106 | 0,09 |
| RDC | A-A | 0,3 | 0,32 | 87,87 | 0,915 | 0,09 |
| | B-B | 0,3 | 0,32 | 66,36 | 0,691 | 0,09 |
| | 1 1 | 0,3 | 0,37 | 95,86 | 0,864 | 0,09 |
| | 4 4 | 0,3 | 0,37 | 141,47 | 0,103 | 0,09 |

On remarque que pour l'ensemble des poutres, les contraintes de cisaillement sont inferieures à la contrainte admissible $\bar{\tau}_{bu} = 3,47 \text{ MPa}$. Cependant, le rapport $A_t/S_t = 0,056$ utilisé est inferieur à la valeur limite donné en tableau 7.

b. Armatures longitudinales

La vérification de la sécurité des poutres est faite en utilisant un programme développé au cours de cette recherche, ceci est dit « Moment résistant ». Ce dernier vérifie la résistance de la section et la compare aux sollicitations appliquées pour donner une conclusion.

Les résultats des vérifications sont résumés dans des tableaux :

Tableau VI.8. Vérification des armatures longitudinales pour les poutres.

| Niveau | Poutre | Section | Appuis | | Travée | |
|----------------------------------------|--------|---------|-----------|---------|-----------|---------|
| | | | Armatures | M(KN.m) | Armatures | M(KN.m) |
| 1 ^{er} et 2 ^{eme} | A-A | 30x35 | 6T14 | 120,90 | 3T14 | 21,50 |
| | B-B | 30x35 | 6T14 | 99,00 | 3T14 | 30,85 |
| RDC | 1-1 | 30x40 | 6T14 | 100,50 | 3T14 | 27,11 |
| | 4-4 | 30x40 | 6T14 | 135,35 | 3T14 | 48,82 |
| RDC | A-A | 30x35 | 6T14 | 131,97 | 3T14 | 25,55 |
| | B-B | 30x35 | 6T14 | 104,62 | 3T14 | 19,18 |
| | 1-1 | 30x40 | 6T14 | 114,24 | 3T14 | 51,44 |
| | 4-4 | 30x40 | 6T14 | 121,79 | 3T14 | 41,90 |

Conclusion

A partir des vérifications effectuées précédemment, il est à signaler qu’une intervention doit avoir lieu au niveau des éléments résistants de la structure pour réduire les contraintes supportées par ces éléments.

V. RENFORCEMENT DE LA STRUCTURE

A. Renforcement par gainage des poteaux

On opte pour une épaisseur de 10 cm, comme indiqué sur la figure ci après :

- ✓ La résistance du béton de la gaine est de 25Mpa.
- ✓ Le ferrailage ajouté sera 4T14 sur chaque face (voir figure ci après).
- ✓ Les cadres ajoutés sont en T8 espacés de 15cm.

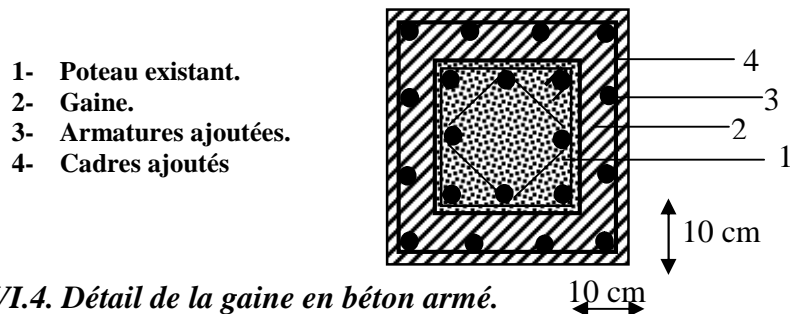


Figure VI.4. Détail de la gaine en béton armé.

La figure ci après montre la disposition des poteaux dans la nouvelle structure.

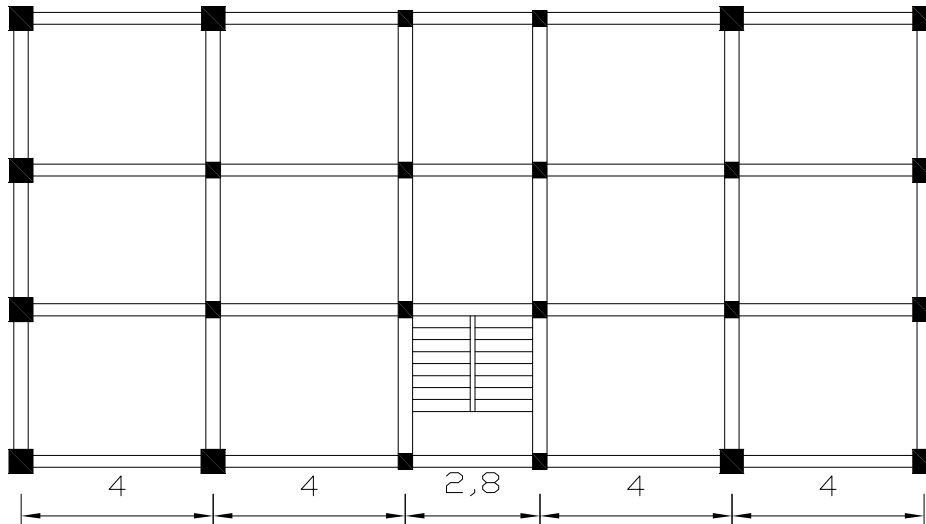


Figure VI.5. Vue en plan de la structure renforcée par gainage.

A.1 Analyse de la nouvelle structure

Cette analyse est faite en prenant en considération les nouveaux éléments de renforcement. Les résultats sont présentés dans des tableaux.

◆ Analyse dynamique

La structure renforcée est plus rigide que l'ancienne, les nouvelles caractéristiques dynamiques sont comme suit :

Tableau VI.9. Modes de vibrations de la structure renforcée par gainage.

| Mode | 1 | 2 | 3 |
|---------------|-------|-------|-------|
| Période (sec) | 0,463 | 0,443 | 0,375 |

◆ Déplacements des niveaux

Tableau VI.10. Déplacements des niveaux de la structure renforcée par gainage.

| Niveau | Sens longitudinal | | Sens transversal | |
|----------|---------------------|-----------------------------|---------------------|-----------------------------|
| | U _x (cm) | U _x relatif (cm) | U _y (cm) | U _y relatif (cm) |
| niveau 3 | 2,27 | 0,76 | 2,49 | 0,90 |
| niveau 2 | 1,51 | 0,93 | 1,59 | 1,02 |
| niveau 1 | 0,58 | 0,58 | 0,57 | 0,57 |

Les déplacements sont inférieurs aux déplacements de la structure originale. Dans le cas contraire, il faut augmenter les dimensions de la gaine, sinon opter pour une autre solution de renforcement.

A.2 Vérification du ferrailage de la structure renforcée par gainage

A.2.1 Ferrailage des poteaux

a- Armatures transversales

Les mêmes vérifications effectuées pour la structure existante seront effectuées pour celle renforcée, on considère la résistance du béton existant.

NB : Pour les poteaux existants, l'élançement géométrique est supérieur à 5, $\rho_a = 2,50$.

$$\rho_d = 0,075 \text{ et } \bar{\tau}_{bu} = 0,075.20 = 1,5\text{MPa}$$

Pour les poteaux gainés, l'élançement géométrique est inférieur à 5, $\rho_a = 3,75$.

$$\rho_d = 0,04 \text{ et } \bar{\tau}_{bu} = 0,04.20 = 0,8\text{MPa}$$

b. Armatures longitudinales

La vérification de la sécurité des poteaux est faite en utilisant un programme développé au cours de cette recherche, ceci est dit « Interaction M-N section gainée ». Ce dernier vérifie la résistance de la section gainée pour donner une conclusion.

Tableau VI.11. Vérification des armatures transversales pour les poteaux de la structure renforcée par gainage.

| Niveau | Poteau | b (m) | h (m) | V _{ux} (KN) | V _{uy} (KN) | τ_u (Mpa) | At/St limite (cm) |
|--------|--------|----------|----------|-------------------------|-------------------------|-------------------|----------------------|
| 2eme | A1 | 0,5 | 0,5 | 59,62 | 47,71 | 0,339 | 0,16 |
| | B2 | 0,3 | 0,3 | 35,51 | 40,59 | 0,666 | 0,11 |
| | C4 | 0,3 | 0,3 | 25,12 | 24,43 | 0,433 | 0,08 |
| 1er | A1 | 0,5 | 0,5 | 87,4 | 90,53 | 0,559 | 0,16 |
| | B2 | 0,3 | 0,3 | 38,5 | 37,6 | 0,664 | 0,12 |
| | C4 | 0,3 | 0,3 | 77,25 | 119,94 | 1,761 | 0,24 |
| RDC | A1 | 0,5 | 0,6 | 116,46 | 119,47 | 0,618 | 0,22 |
| | B2 | 0,3 | 0,4 | 34,81 | 50,96 | 0,571 | 0,11 |
| | C4 | 0,3 | 0,4 | 65,65 | 132,81 | 1,372 | 0,21 |

Pour le poteau C4, la contrainte de cisaillement dépasse la contrainte admissible $\bar{\tau}_{bu} = 1,5\text{MPa}$.

Ainsi, le rapport At/St = 0,07 utilisé est inférieur à la valeur limite donné en tableau 11.

Tableau VI.12. Vérification des armatures longitudinales pour les poteaux de la structure renforcée par gainage.

| Niveau | Poteau | Section | Armatures | (M _x , M _y , N) | M _x (KN.m) | M _y (KN.m) | N(KN) |
|-----------------------------------|--------|---------|-----------------|----------------------------------------------------|-----------------------|-----------------------|--------|
| 1^{er} et 2eme | A2 | 50x60 | 8T14 + 12T14 | M _x ^{max} , M _y , N | 218,57 | 109,53 | 315,34 |
| | B1 | 50x60 | 8T14 + 12T14 | M _x , M _y ^{max} , N | 136,19 | 181,69 | 354,59 |
| | A2 | 50x60 | 8T14 + 12T14 | M _x , M _y , N ^{max} | 218,57 | 109,53 | 315,34 |
| | B1 | 50x60 | 8T14 + 12T14 | M _x , M _y , N ^{min} | 136,19 | 181,69 | 354,59 |
| RDC | A2 | 50x60 | 8T14 + 12T14 | M _x ^{max} , M _y , N | 409,88 | 255,34 | 488,95 |
| | B1 | 50x60 | 8T14 + 12T14 | M _x , M _y ^{max} , N | 340,72 | 323,97 | 539,87 |
| | A2 | 50x60 | 8T14 + 12T14 | M _x , M _y , N ^{max} | 409,88 | 255,34 | 488,95 |
| | B1 | 50x60 | 8T14 + 12T14 | M _x , M _y , N ^{min} | 340,72 | 323,97 | 539,87 |

Suite aux vérifications effectuées pour les différents poteaux, on peut conclure que les sollicitations dans ces éléments dépassent la capacité portante.

A.2.2. Ferrailage des poutres

Dans la structure renforcée, les poutres gardent leurs propriétés géométriques et mécaniques. La résistance d'une section quelconque dans une poutre est identique à celle de la même section dans la structure existante. Cependant, les sollicitations sont plus importantes.

Les vérifications effectuées pour les poutres dans la structure existante seront effectuées pour celles dans la structure renforcée.

Les tableaux ci après résumant les différentes vérifications concernant les poutres et les poteaux.

Tableau VI.13. Vérification des armatures transversales pour les poutres de la structure renforcée par gainage.

| Niveau | Poutre | b (m) | d (m) | Vu (KN) | τ_u (Mpa) | At/St limite (cm) |
|--------------------|--------|---------|---------|-----------|------------------|-------------------|
| 1er et 2eme | A-A | 0,3 | 0,32 | 84,55 | 0,881 | 0,09 |
| | B-B | 0,3 | 0,32 | 53,02 | 0,552 | 0,09 |
| | 1 1 | 0,3 | 0,37 | 136,64 | 1,231 | 0,09 |
| | 4 4 | 0,3 | 0,37 | 114,68 | 1,033 | 0,09 |
| RDC | A-A | 0,3 | 0,32 | 76,42 | 0,796 | 0,09 |
| | B-B | 0,3 | 0,32 | 49,04 | 0,511 | 0,09 |
| | 1 1 | 0,3 | 0,37 | 136,22 | 1,227 | 0,09 |
| | 4 4 | 0,3 | 0,37 | 91,3 | 0,823 | 0,09 |

Pour l'ensemble des poutres, les contraintes de cisaillement sont inférieures à la contrainte admissible $\bar{\tau}_{bu} = 3,47$ MPa . Cependant, le rapport $At/St = 0,056$ utilisé est inférieur à la valeur limite donné en tableau 13.

b. Armatures longitudinales

Tableau VI.14. Vérification des armatures transversales pour les poutres de la structure renforcée par gainage.

| Niveau | Poutre | Section | Appuis | | Travée | |
|--------------------|--------|---------|-----------|---------|-----------|---------|
| | | | Armatures | M(KN.m) | Armatures | M(KN.m) |
| 1er et 2eme | A-A | 30x35 | 6T14 | 104,70 | 3T14 | 22,05 |
| | B-B | 30x35 | 6T14 | 82,76 | 3T14 | 27,75 |
| | 1-1 | 30x40 | 6T14 | 128,10 | 3T14 | 44,29 |
| | 4-4 | 30x40 | 6T14 | 129,44 | 3T14 | 39,65 |
| RDC | A-A | 30x35 | 6T14 | 93,15 | 3T14 | 28,02 |
| | B-B | 30x35 | 6T14 | 73,58 | 3T14 | 25,46 |
| | 1-1 | 30x40 | 6T14 | 128,82 | 3T14 | 46,06 |
| | 4-4 | 30x40 | 6T14 | 97,09 | 3T14 | 29,96 |

• **Conclusion**

Le renforcement de la structure existante par gainage des poteaux a augmenté la capacité portante de ces derniers. Cependant, cette augmentation est contre carrée par une augmentation de la demande sismique, du fait que la structure renforcée est plus rigide que l'originale. On dit alors que le gainage a causé une augmentation des sollicitations plus importante que l'amélioration apportée en terme de capacité portante. Dans ce cas, le gainage des poteaux n'est pas la solution cherchée et on va opter pour une autre technique.

B. Insertion des voiles en béton armé

◆ **Disposition des voiles**

Les voiles sont caractérisés par :

- Une épaisseur de 20cm.
- Un béton de résistance $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

Le plan suivant montre la disposition des voiles.

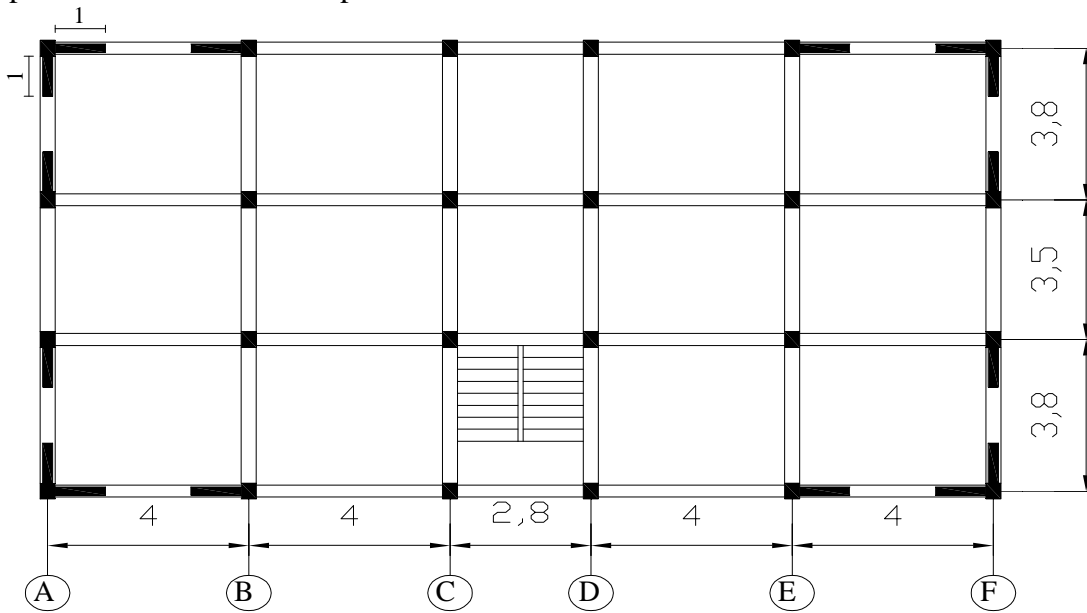


Figure VI.6. Disposition des voiles de renforcement dans la structure renforcée.

B.1. Analyse de la nouvelle structure

◆ **Analyse dynamique**

La présence de certains éléments très rigides (voiles) entraîne une variation des caractéristiques dynamiques de la structure, les nouvelles valeurs sont comme suit :

Tableau VI.15. Modes de vibrations de la structure renforcée par voiles.

| Mode | 1 | 2 | 3 |
|---------------|-------|-------|-------|
| Période (sec) | 0,238 | 0,237 | 0,152 |

◆ **Déplacements des niveaux**

Les déplacements de la nouvelle structure renforcée par des voiles en béton armé sont réduits et ceci est dû à la rigidité du système de contreventement par voiles (voir tableau 16).

Tableau VI.16. Déplacements des niveaux de la structure renforcée par voiles.

| Niveau | Sens longitudinal | | Sens transversal | |
|----------|---------------------|-----------------------------|---------------------|-----------------------------|
| | U _x (cm) | U _x relatif (cm) | U _y (cm) | U _y relatif (cm) |
| niveau 3 | 0,39 | 0,15 | 0,39 | 0,15 |
| niveau 2 | 0,24 | 0,14 | 0,24 | 0,14 |
| niveau 1 | 0,10 | 0,10 | 0,10 | 0,10 |

B.2 Vérification du ferrailage de la structure renforcée par voiles

B.2.1. Ferrailage des poteaux

a- Armatures transversales

L’insertion des voiles engendre la diminution des sollicitations dans les poteaux, ceci s’explique par le fait que la répartition des efforts sismiques se fait proportionnellement à l’inertie de chaque élément. A cet effet, les voiles en béton armé sont recommandés en zone sismique, pour le renforcement des structures existantes et le contreventement en phase de conception. Les nouvelles valeurs sont présentées par le tableau ci-après.

Tableau VI.17. Vérification des armatures transversales pour les poteaux de la structure renforcée par voiles.

| Niveau | Poteau | b (m) | h (m) | V _{ux} (KN) | V _{uy} (KN) | τ _u (Mpa) | At/St limite (cm) |
|--------|--------|-------|-------|----------------------|----------------------|------------------------|-------------------|
| 2eme | A2 | 0.3 | 0.3 | 11.04 | 0.93 | 0.148 | 0.02 |
| | B2 | 0.3 | 0.3 | 8.85 | 8.47 | 0.214 | 0.02 |
| | C4 | 0.3 | 0.3 | 11.14 | 8.3 | 0.240 | 0.02 |
| 1er | A2 | 0.3 | 0.3 | 8.94 | 1.08 | 0.124 | 0.02 |
| | B2 | 0.3 | 0.3 | 8.50 | 7.36 | 0.196 | 0.02 |
| | C4 | 0.3 | 0.3 | 19.12 | 28.92 | 0.593 | 0.02 |
| RDC | A2 | 0.3 | 0.4 | 7.37 | 3.01 | 0.096 | 0.04 |
| | B2 | 0.3 | 0.4 | 6.11 | 8.8 | 0.138 | 0.02 |
| | C4 | 0.3 | 0.4 | 22.37 | 28.58 | 0.472 | 0.01 |

Pour l'ensemble des poteaux, la contrainte de cisaillement est inférieure à la contrainte admissible $\bar{\tau}_{bu}=1,5\text{MPa}$. Ainsi, le rapport $A_t/St = 0,07$ utilisé est supérieur à la valeur limite donné en tableau VI.17.

b. Armatures longitudinales

Tableau VI.18. Vérification des armatures longitudinales pour les poteaux de la structure renforcée par voiles.

| Niveau | Poteau | Section | Armatures | (M _x , M _y , N) | M _x (KN.m) | M _y (KN.m) | N(KN) |
|-----------------------------------|--------|---------|-----------|----------------------------------------------------|-----------------------|-----------------------|--------|
| 1^{er} et 2eme | B2 | 30x30 | 8T14 | M _x ^{max} , M _y , N | 11,00 | 12,84 | 353,39 |
| | C2 | 30x30 | 8T14 | M _x , M _y ^{max} , N | 10,17 | 18,35 | 307,64 |
| | C3 | 30x30 | 8T14 | M _x , M _y , N ^{max} | 9,24 | 15,44 | 341,92 |
| | C2 | 30x30 | 8T14 | M _x , M _y , N ^{min} | 10,17 | 18,35 | 307,64 |
| RDC | B2 | 30x40 | 8T14 | M _x ^{max} , M _y , N | 16,22 | 10,34 | 537,43 |
| | C2 | 30x40 | 8T14 | M _x , M _y ^{max} , N | 15,41 | 13,01 | 465,51 |
| | C3 | 30x40 | 8T14 | M _x , M _y , N ^{max} | 15,13 | 12,84 | 584,24 |
| | C2 | 30x40 | 8T14 | M _x , M _y , N ^{min} | 15,41 | 13,01 | 465,51 |

On remarque que le renforcement par voiles en béton armé a réduit considérablement les efforts au niveau des poteaux, la vérification de la sécurité de ces éléments montre que pour l'ensemble des poteaux, les sollicitations appliquées sont inférieure à la capacité portante.

B.2.2. Ferrailage des poutres

Dans la structure renforcée, les poutres gardent leurs propriétés géométriques et mécaniques. La résistance d'une section quelconque dans une poutre est identique à celle de la même section dans la structure existante. Cependant, les sollicitations sont plus importantes.

Les vérifications effectuées pour les poutres dans la structure existante seront effectuées pour celles dans la structure renforcée.

Les tableaux ci après résumant les différentes vérifications concernant les poutres et les poteaux.

Tableau IV19. Vérification des armatures longitudinales pour les poutres de la structure renforcée par voiles.

| Niveau | Poutre | Section | Appuis | | Travée | |
|-------------|--------|---------|-----------|---------|-----------|---------|
| | | | Armatures | M(KN.m) | Armatures | M(KN.m) |
| 1er et 2eme | A-A | 30x35 | 6T14 | 76,94 | 3T14 | 22,05 |
| | B-B | 30x35 | 6T14 | 25,62 | 3T14 | 27,75 |
| | 1-1 | 30x40 | 6T14 | 80,68 | 3T14 | 44,29 |
| | 4-4 | 30x40 | 6T14 | 78,35 | 3T14 | 39,65 |
| RDC | A-A | 30x35 | 6T14 | 92,99 | 3T14 | 28,02 |
| | B-B | 30x35 | 6T14 | 20,51 | 3T14 | 25,46 |
| | 1-1 | 30x40 | 6T14 | 101,60 | 3T14 | 46,06 |
| | 4-4 | 30x40 | 6T14 | 96,85 | 3T14 | 29,96 |

La présence des voiles provoque la concentration des efforts dans les poutres au dessus des voiles. Néanmoins, les sollicitations appliquées sont inférieures aux valeurs du moment résistant.

B.2.3. Calcul du ferrailage des voiles

Les voiles sont ferrillés en flexion composée, la figure ci après présente le détail du ferrailage d'un voile V1.

- **Vérification des contraintes tangentielles**

Tableau VI.20. Vérification des contraintes tangentielles dans les voiles.

| Voile | L (m) | V(KN) | τ_u (Mpa) | Observation |
|-------|-------|-------|------------------|-------------|
| V 1A | 1,00 | 170 | 0,94 | CV |
| V 1B | 1,00 | 155 | 0,86 | CV |
| V 4A | 1,00 | 162 | 0,90 | CV |
| V 4B | 1,00 | 148 | 0,82 | CV |

- **Détermination du ferrailage**

Les sollicitations dans les voiles ainsi que le ferrailage correspondant sont donnés par le tableau VI.21

Tableau VI.21. Ferrailage des voiles.

| Niveau | Voile | L (m) | M(KN.m) | N(KN) | Ferrailage |
|-------------------------|----------|-------|---------|-------|----------------------|
| 1 ^{er} et 2eme | Voile 1A | 1,00 | 261 | 234 | Voir figure ci après |
| | Voile 1B | 1,00 | 211 | 308 | Voir figure ci après |
| | Voile A1 | 1,00 | 267 | 225 | Voir figure ci après |
| | Voile A2 | 1,00 | 234 | 306 | Voir figure ci après |
| RDC | Voile 1A | 1,00 | 373 | 507 | Voir figure ci après |
| | Voile 1B | 1,00 | 350 | 300 | Voir figure ci après |
| | Voile A1 | 1,00 | 384 | 497 | Voir figure ci après |
| | Voile A2 | 1,00 | 370 | 301 | Voir figure ci après |

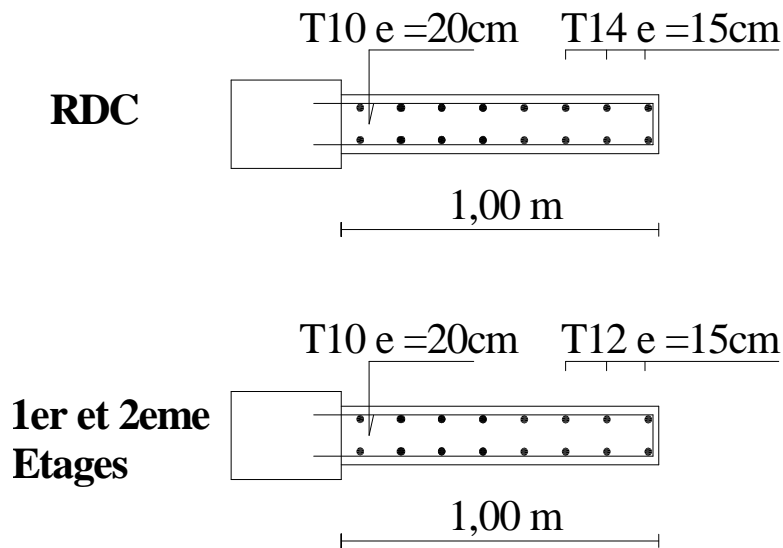


Figure VI.7. Ferrailage des voiles de renforcement.

B.3. Vérification de la sécurité des fondations

Le système de fondations existant est conçu pour transmettre les efforts dans la structure originale. Suite au changement de la superstructure, on doit vérifier que la structure renforcée est stable. On note que sous les voiles de renforcement, des semelles filantes sont prévues pour transmettre les sollicitations des voiles au sol.

a. Stabilité au renversement

On doit vérifier que : $\frac{M_s}{M_r} > 1,5$

Avec : M_r : moment renversant dû aux actions horizontales.

M_s : moment stabilisant dû aux charges verticales.

Les vérifications sont présentées ci après pour les deux directions principales de la structure.

Tableau VI .22. Vérification de la stabilité au renversement.

| Direction | Mr(KN.m) | Ms(KN.m) | Ms/ Mr | Observation |
|-------------------|----------|----------|--------|------------------|
| Sens longitudinal | 9791 | 41293 | 4,22 | Structure stable |
| Sens transversal | 9793 | 24420 | 2,49 | Structure stable |

b. Vérification de la contrainte moyenne du sol

La contrainte moyenne sous la semelle est donnée par :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ [15].}$$

Avec $\sigma_1 = \frac{N}{A.B} . (1 + \frac{6.e}{B})$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A.B} . (1 - \frac{6.e}{B})$$

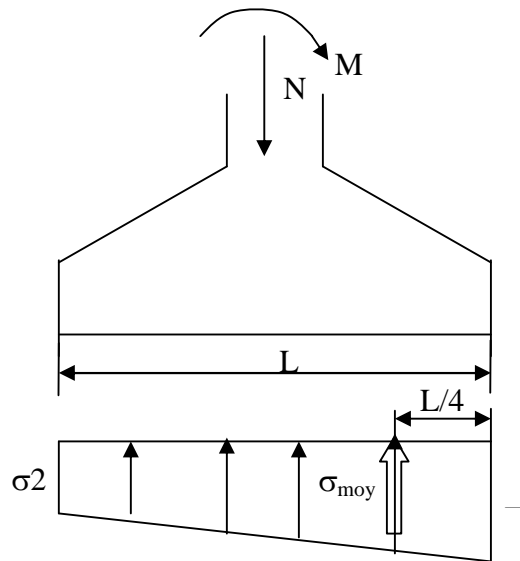


Figure VI.8. Contraintes dans le sol sous la semelle.

Le tableau présente les résultats de vérification pour les poteaux les plus sollicités :

Tableau VI .23. Vérification de la contrainte moyenne du sol.

| Poteau | Mx(KN.m) | My(KN.m) | N(KN) | σ_{moy} (MPa) | | Observation |
|--------|----------|----------|--------|-----------------------------|----------|-------------|
| | | | | Sens X-X | Sens Y-Y | |
| B2 | 16,12 | 10,26 | 372,82 | 0,14 | 0,13 | CV |
| C3 | 15,12 | 12,08 | 438,72 | 0,16 | 0,16 | CV |
| C4 | 26,49 | 16,97 | 258,72 | 0,10 | 0,10 | CV |

Les contraintes sont inférieures à la capacité portante du sol, ce qui indique que les semelles sous poteaux sont capables de transmettre les efforts au sol.

c. Dimensionnement et ferrailage de la semelle sous voiles

Cette semelle supporte deux poteaux et deux voiles ajoutés comme élément de renforcement, les sollicitations sont donnée par :

$$\text{Poteau A1} \begin{cases} N_p = 284 \text{ KN} \\ M_p = 6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Poteau A2} \begin{cases} N_p = 382 \text{ KN} \\ M_p = 10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Voile A1} \begin{cases} N_v = 384 \text{ KN} \\ M_v = 497 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Voile A2} \begin{cases} N_v = 370 \text{ KN} \\ M_v = 301 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On détermine les contraintes du sol sous la fondation, puis on vérifie la condition suivante $\sigma_{\text{moy}} < \overline{\sigma}_{\text{sol}}$.[15].

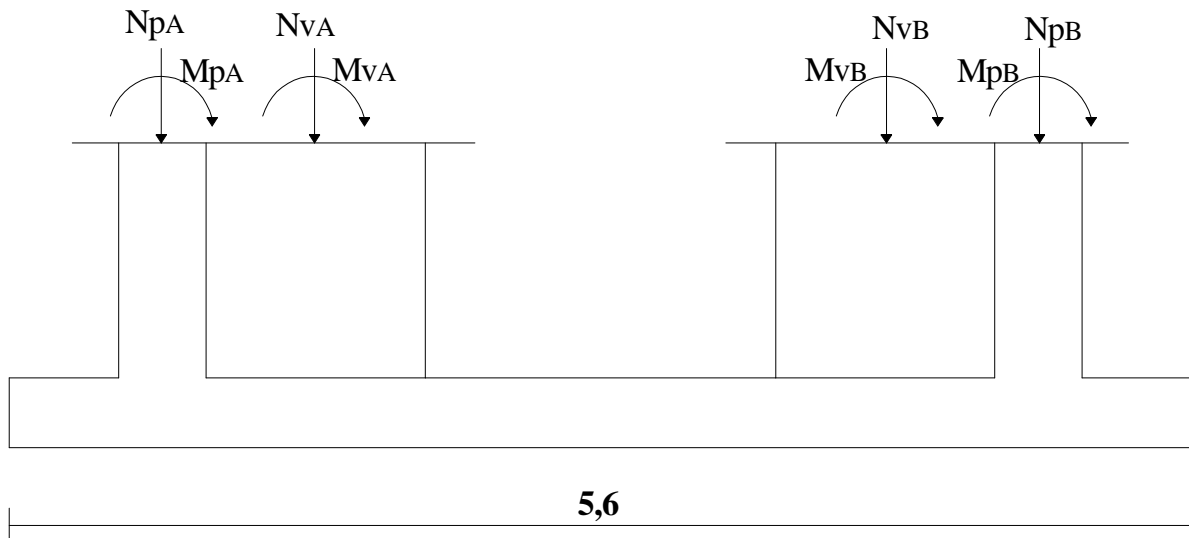


Figure VI.9. Sollicitations dans la semelle sous poteaux existants et voiles de renforcement.

Les sollicitations au centre de gravité de la semelle sont :

$$\begin{cases} N_G = 1420 \text{ KN} \\ M_v = 965 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On calcule les contraintes dans le sol comme suit :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A.B} \cdot \left(1 + \frac{6.e}{B}\right) = 0,223 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A.B} \cdot \left(1 - \frac{6.e}{B}\right) = 0,06 \text{ MPa}$$

Le calcul du ferrailage de la semelle est fait en flexion simple pour une fissuration préjudiciable, la figure ci après montre le détail de la semelle sous les poteaux A1 et A2 et les voile A1 et A2.

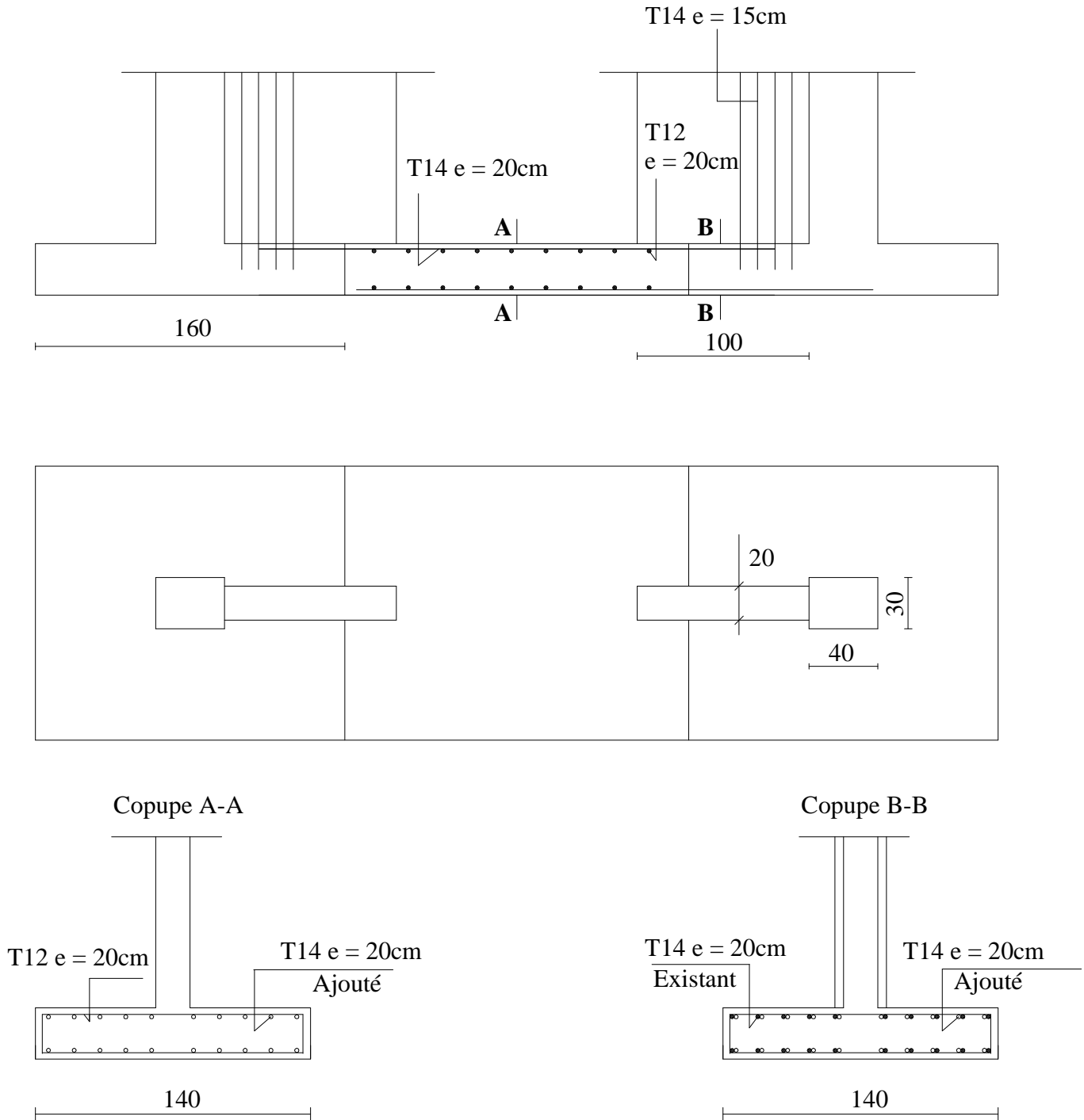


Figure VI.10. Ferrailage de la semelle sous poteaux existants et voiles de renforcement.

VI. COMPARAISON DES DEUX METHODES

Afin de pouvoir faire le choix entre les deux méthodes présentées précédemment, on va comparer les résultats obtenus lors de l'application de chacune de ces deux techniques de renforcement.

VI.1. Comportement dynamique :

- La structure originale est flexible avec une période du mode fondamental égale à 0,589sec.
- Le gainage des poteaux a comme effet l'augmentation de l'inertie de chacun de ces éléments, ainsi que l'augmentation de la rigidité de l'ensemble du système structurel, ce qui se traduit par une diminution de la période du mode fondamental.
- La structure renforcée par des voiles en béton armé est plus rigide que les deux premières vue l'importance de l'inertie des voiles. Pour ce cas, on note que la disposition symétrique des voiles réduit les effets de la torsion de l'ensemble de la structure.

Pour la structure originale et les deux structures renforcées, les valeurs des périodes de vibration de la structure suivant les différents modes sont données dans un tableau.

Tableau VI.24. Effets du renforcement sur le comportement dynamique.

| Mode | Période (sec) | | |
|------|---------------------|------------------------------------|-----------------------------------|
| | Structure originale | Structure renforcée par gainage | Structure renforcée par voiles |
| 1 | 0,589 | 0,463 | 0,238 |
| 2 | 0,570 | 0,443 | 0,237 |
| 3 | 0,489 | 0,375 | 0,152 |

Dans les deux directions principales de la structure, le rapport des périodes de vibration est définie par : $r = \frac{\omega_{longitudinale}}{\omega_{transversale}}$, ce dernier est égal à 0,95 pour la structure renforcée par gainage et 1 pour la structure renforcée par voiles, ce qui conduit à conclure que les deux solutions de renforcement assurent des rigidités équivalentes dans les deux directions principales. Néanmoins, l'insertion des voiles en béton armé reste plus pratique du fait qu'on peut varier facilement la rigidité de la structure suivant les deux directions principales.

VI.2. Déplacements des niveaux

Les déplacements relatifs des niveaux de la structure sont inférieurs aux valeurs limitées par le règlement en vigueur (RPA). On note ici que le renforcement a eu lieu suite à une analyse de la résistance des différents éléments de la structure, ce qui a conduit à conclure qu'une intervention est nécessaire pour réduire les sollicitations au niveau de ces éléments.

Il est à signaler que le règlement parasismique Algérien RPA99 limite la hauteur des bâtiments contreventés par portiques à 2 niveaux ou 8m en zone III. Au delà de cette limite, on doit prévoir un système de contreventement par voiles ou mixte voiles-portiques.

Dans le cas de la première solution de renforcement, l'augmentation des dimensions des poteaux a fait diminuer les valeurs des déplacements.

Pour la structure renforcée par voiles, on remarque une réduction très importante de ces déplacements, qui passent de 4,21cm dans le cas d'un système de contreventement auto stable à 0,39cm pour le système de contreventement mixte voiles-portiques.

Les voiles sont disposés de manière symétrique pour éviter une excentricité très importante entre le centre de masse et le centre de torsion pouvant donner lieu à une rotation autour d'un axe vertical passant par le centre de torsion.

Pour les trois structures, les déplacements des niveaux sont présentés sous forme des tableaux et des graphes pour pouvoir apprécier les effets apportés par chaque solution de renforcement.

Suivant le sens transversal, où les déplacements sont max, le déplacement du dernier niveau est réduit de 41% en adoptant la solution de renforcement par gainage. Ce même déplacement se trouve réduit de 91% avec la technique de renforcement par voiles.

En adoptant cette technique de renforcement par éléments voiles, le gain en déplacement latéral du niveau supérieur est de 84% par comparaison à la technique de renforcement par gainage. En effet, avec un déplacement de 0,39cm correspondant au système de renforcement par voiles, la maçonnerie ainsi que les revêtements seront protégés contre une fissuration excessive des éventuels endommagements. A l'inverse, en utilisant la technique de renforcement par gainage, le déplacement du dernier niveau est de 2,4cm ; l'endommagement des éléments non structuraux est éventuel.

On peut conclure donc que dans le cas du bâtiment en question, le renforcement a eu lieu non pour faire diminuer les déplacements, mais plutôt pour réduire les efforts au niveau de certains éléments jugés incapables de résister aux actions appliquées à la structure, particulièrement en cas d'une excitation sismique. Néanmoins, cette intervention a provoqué une réduction des déplacements des différents de la structure.

Les figures ci après présentent les déplacements des différents niveaux de la structure suivant les deux directions principales de la structure et ceci pour la structure existante et les deux variantes proposées pour le renforcement.

Tableau VI.25. Effets du renforcement sur le déplacement - Sens longitudinal -

| Niveau | Déplacements dans le sens longitudinal (cm) | | |
|----------|---------------------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|
| | Structure initiale | Structure renforcée par gainage | Structure renforcée par voiles |
| niveau 3 | 2,76 | 2,27 | 0,39 |
| niveau 2 | 2,02 | 1,51 | 0,24 |
| niveau 1 | 0,82 | 0,58 | 0,10 |

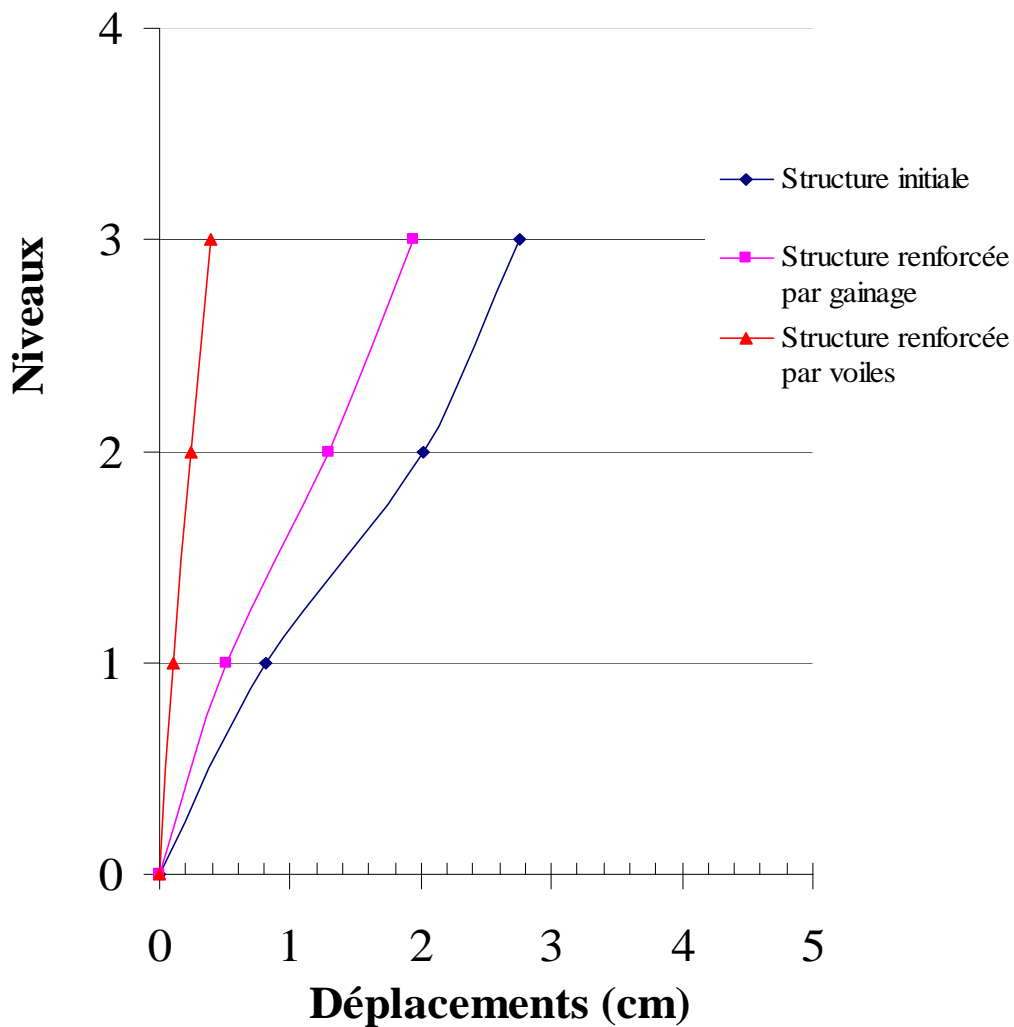


Figure VI.11. Déplacements pour la structure initiale et les deux structures renforcées - Sens longitudinal -

Tableau VI.26. Effets du renforcement sur le déplacement - Sens transversal -

| Niveau | Déplacements dans le sens transversal (cm) | | |
|----------|--------------------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|
| | Structure initiale | Structure renforcée par gainage | Structure renforcée par voiles |
| niveau 3 | 4,21 | 2,49 | 0,39 |
| niveau 2 | 2,89 | 1,59 | 0,24 |
| niveau 1 | 1,06 | 0,57 | 0,10 |

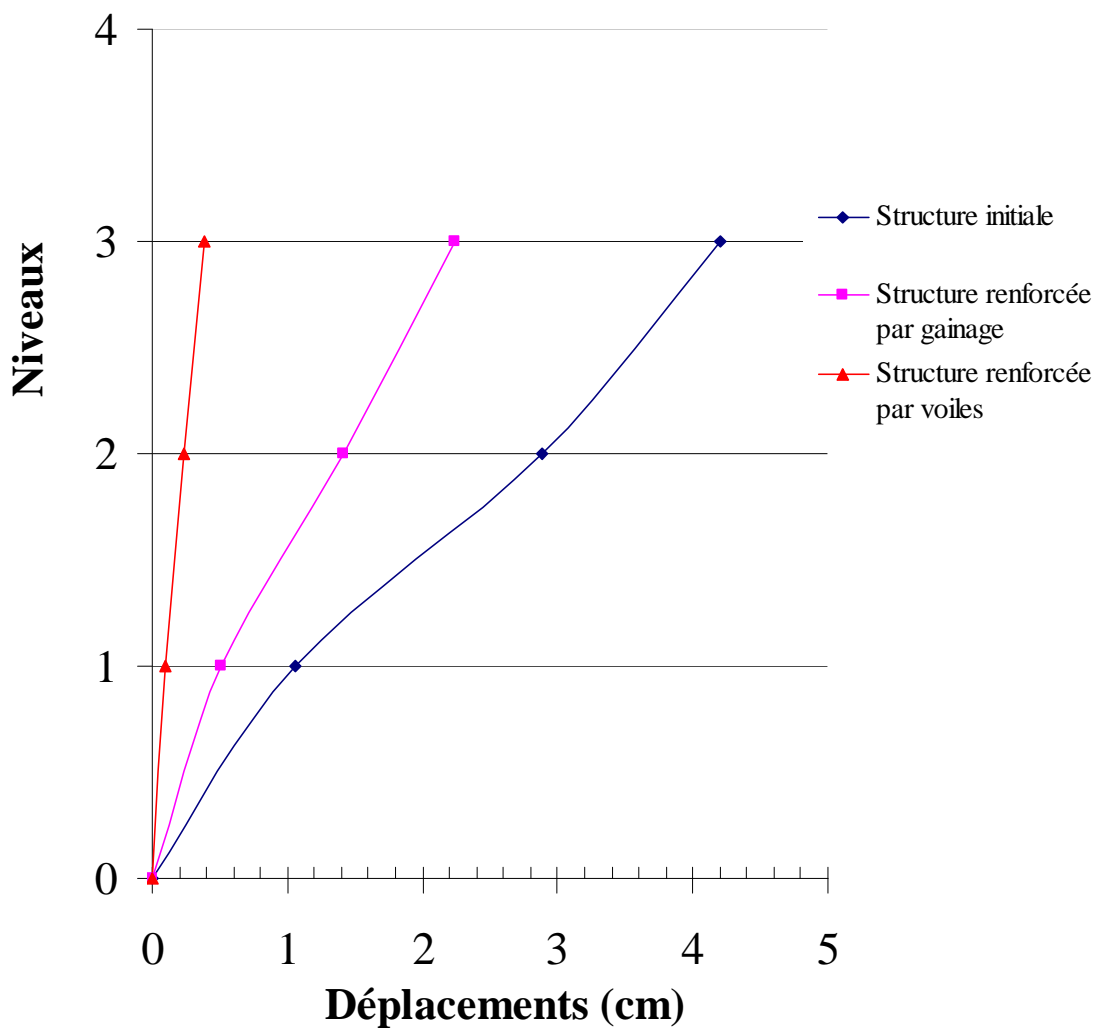


Figure VI.12. Déplacements pour la structure initiale et les deux structures renforcées - Sens transversal -

VI.3. Sollicitations dans les éléments des portiques

A partir des analyses faites sur les trois types de structures, les conclusions suivantes peuvent être faites :

- Dans la structure initiale, les efforts dans certains éléments de contreventement dépassent leur capacité portante, en particulier les contraintes tangentielles créées par les efforts tranchants et les contraintes normales dues aux moments fléchissant ou aux combinaisons (M-N), le renforcement de la structure s'avère nécessaire.
- Le gainage des poteaux a fait augmenter la capacité portante, néanmoins cette amélioration est contre carrée par une augmentation de l'action sismique proportionnelle au poids des éléments de renforcement. Pour le bâtiment en question, la vérification de la résistance des éléments de la structure renforcée a montré que ces derniers sont capables de supporter les différentes sollicitations y compris celles dues à l'action sismique.
- Pour la deuxième solution de renforcement, on note que l'insertion des voiles en béton armé a eu comme effet la diminution des efforts dans les poutres et les poteaux notamment ceux dus à l'action sismique. Ceci s'explique par le fait que les rigidités de ces éléments sont faibles devant celles des voiles.

Les figures ci après présentent la variation de l'effort tranchant à la base de la structure, pour les trois variantes suivant le sens longitudinal.

Effort tranchant (KN)

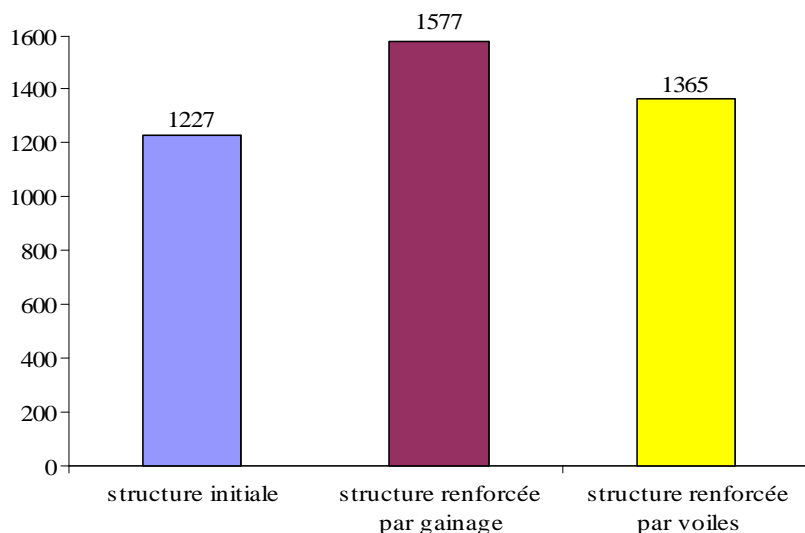


Figure VI.13. Effort tranchant à la base de la structure – sens longitudinal.

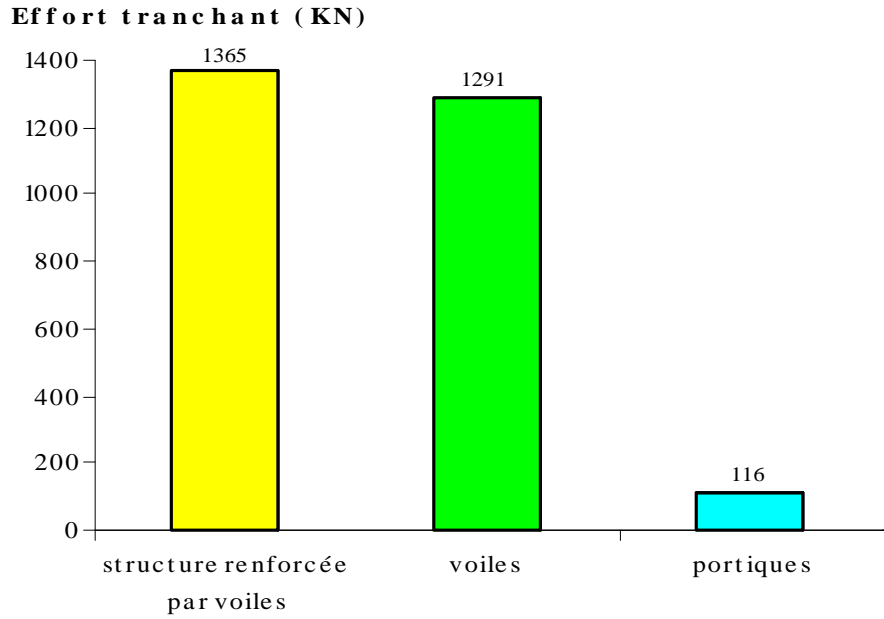


Figure VI.14. Répartition de l'effort tranchant entre les portiques et les voiles dans la structure renforcée par voiles.

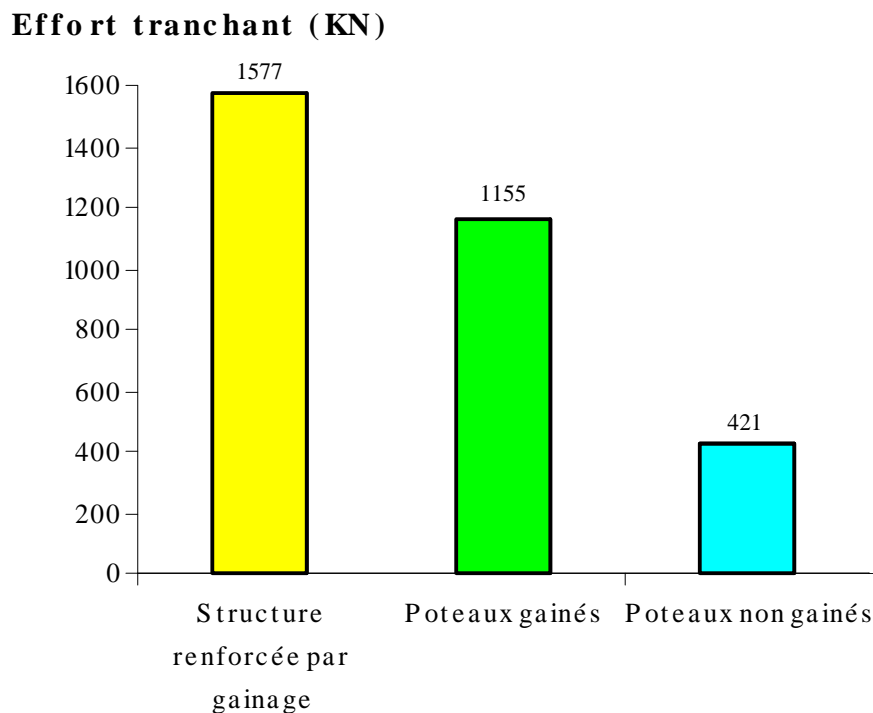


Figure VI.15. Répartition de l'effort tranchant entre les poteaux gainés et ceux non gainés dans la structure renforcée par gainage.

On remarque que l'effort tranchant dans la structure renforcée par gainage est augmenté de 28% par rapport à celui dans la structure existante, les poteaux gainés vont supporter 73% de l'effort sismique. Malgré ces derniers ont une capacité portante plus importante que ceux non gainés, l'analyse a montré que l'augmentation en demande est plus importante que celle de la capacité.

Pour la structure renforcée par des voiles, l'augmentation de l'effort sismique est de 11%, celle-ci est compensée par le fait que les voiles vont reprendre plus de 90% de l'effort tranchant total. La vérification de la résistance des portiques existants montre que ces derniers sont capables de supporter le reste de l'effort sismique.

VII. CONCLUSION

Dans le bâtiment existant, le ferrailage était insuffisant pour reprendre les sollicitations en situation accidentelle. Deux solutions ont été proposées pour renforcer la structure et donc améliorer sa résistance vis-à-vis des charges verticales et des charges horizontales dues aux séismes.

Le renforcement de la structure par gainage des poteaux a augmenté la capacité portante de ces derniers. Cependant, cette opération a fait augmenter les sollicitations au niveau des éléments porteurs, ceci s'explique par le fait que la structure renforcée est plus rigide que l'originale, l'accélération correspondante sur le spectre de réponse est plus élevée ce qui donne un effort sismique très important.

L'insertion des voiles en béton armé a réduit considérablement les efforts dans les portiques, malgré le fait que l'action sismique dans ce cas soit plus élevée que celle estimée pour la structure initiale, la plus grande partie des forces horizontales sera reprise par les voiles, qui peuvent assurer la résistance et la stabilité du bâtiment en question.

On peut conclure que pour l'exemple étudié, la solution optimale pour le renforcement est la réalisation des refends en béton armé.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'évaluation de la sécurité parasismique des bâtiments existants peut conduire le maître d'ouvrage à effectuer une opération de renforcement, ce qui augmenterait la résistance de la structure suite à l'amélioration de la capacité portante de ses éléments.

Cependant, cette amélioration en résistance peut être contrecarrée par une augmentation de l'action sismique à laquelle sera soumise la structure. Dans ce cas, on dira que la technique de renforcement considérée n'est pas fiable et il faut opter pour une autre solution de renforcement.

Le choix définitif d'une technique de renforcement par rapport à une autre dépend souvent des aspects technico-économiques. Ainsi, la meilleure technique de renforcement du point de vue technique peut ne pas être retenue pour des considérations de coût. Un compromis doit être alors trouvé entre le savoir technique et le pouvoir économique. Ceci répond aux besoins de construire sûrement, pour longtemps et à moindre frais.

En plus de ces critères évoqués, le choix de la décision de confortement peut être conditionné par d'autres contraintes, parmi les quelles, la conservation de la conception architecturale de la structure faisant l'objet de l'intervention. Ainsi, le renforcement ne doit pas toucher à l'identité culturelle ou historique du bâtiment existant. Une collaboration doit avoir lieu entre le maître de l'ouvrage, le maître de l'oeuvre et l'entreprise de réalisation,

Dans les structures faites de portiques en béton armé, les poutres sont soumises à la flexion simple, la capacité portante d'une section de poutre est exprimée par son moment résistant comme une fonction des caractéristiques géométriques de la section et des propriétés physico-mécaniques des matériaux la constituant.

Le gainage d'une poutre est une solution de renforcement qui améliore la capacité portante. Cependant, cette opération augmente la rigidité de la poutre qui pourrait devenir plus importante que celle du poteau, ce qui favoriserait la formation d'une rotule plastique dans ce dernier. Dans ce cas, cette solution est à éviter particulièrement en zone de forte sismicité.

Les poteaux sont souvent sollicités en flexion composée, la vérification de la résistance de ces éléments est faite en utilisant le diagramme d'interaction Effort normal-Moment fléchissant.

Dans le cas où le poteau présente une insuffisance de résistance, le gainage de ce dernier augmente l'aire du diagramme d'interaction, améliorant ainsi la capacité portante en flexion composée.

Cependant, cette opération peut entraîner une modification du comportement dynamique de l'ensemble de la structure, ce qui augmenterait la valeur de l'action sismique à laquelle sera soumise la structure. A ce niveau, on doit vérifier que l'augmentation des sollicitations est reprise par les éléments de renforcement. En plus, l'augmentation de l'action sismique ne doit pas entraîner la sursollicitation des éléments non renforcés.

L'utilisation des refends en béton armé pour le renforcement des structures en portiques autostables est une technique très fiable, du fait que les voiles présentent une rigidité importante vis-à-vis des sollicitations latérales, particulièrement celles dues aux séismes.

Pour une structure existante, le renforcement par insertion d'éléments voiles en béton armé augmente la valeur de l'action sismique de calcul. Cependant, la plus grande partie de cette action sismique sera reprise par les voiles, vu que leur rigidité est très importante comparée à celle des portiques.

Les trois règlements parasismiques Algérien, Européen et Américain utilisent les mêmes critères pour la classification des sols, zones de sismicité et groupes d'importance, avec une légère différence pour les valeurs séparant chaque catégorie d'une autre.

Pour la détermination de l'action sismique, chacun des trois règlements présente deux méthodes de calcul, la première est une approche statique. Son principe consiste à remplacer l'action dynamique par une force statique dont l'effet est équivalent à celui de l'action dynamique. La formule proposée pour le calcul de l'effort tranchant à la base de la structure est pratiquement identique selon les trois règlements. De même, la répartition de l'action sismique sur les différents niveaux est faite proportionnellement au produit masse par l'ordonnée du niveau par rapport à la base.

La deuxième méthode utilisée pour le calcul de l'action sismique est la méthode d'analyse modale. Celle-ci consiste à déterminer les effets du séisme correspondants à chaque mode de vibration. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Selon les trois règlements, le principe de calcul est identique. Contrairement au cas de la méthode statique, la formule utilisée pour la détermination de l'accélération diffère d'un règlement à un autre. Cependant, la forme du spectre est identique.

Pendant que l'EC8 et l'UBC utilisent des coefficients d'importance pour la classification des ouvrages, le RPA fait référence à ce critère conjointement avec le critère zone de sismicité pour déterminer le coefficient d'accélération « A »

L'étude de la capacité portante d'une section renforcée par gainage est faite en considérant qu'il n'y a pas de glissement relatif entre les deux bétons, l'existant et celui de la gaine ajoutée, ce qui permet de supposer que la répartition des déformations est linéaire. En pratique, le problème est plus complexe, du fait que les deux parties n'ont pas en général les mêmes propriétés mécaniques, ce qui donne lieu à certains phénomènes tel que le retrait ou le glissement relatif entre les deux bétons.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Règles Parasismiques Algériennes99, révisées 2003, Centre de recherches appliquées en génie parasismique -.
- [2] Eurocode 8, Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – AFNOR – 2005.
- [3] UBC (1997) Uniform Building Code, International Conference of Building Officials. Whittier, California, USA.
- [4] J.P.Mougin, BAEL 91 - Editions EYROLLES - 1992.
- [5] J. PERCHAT et J. ROUX, Pratique du BAEL 91 - Editions EYROLLES - 1992.
- [6] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93.
- [7] V. Davidovici, La construction en zone sismique - Editions Le Moniteur - 1999.
- [8] Cahier technique SIA 2018, Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants -société suisse des ingénieurs et des architectes- 2004.
- [9] Cours du génie parasismique (Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne) 2005.
- [10] Guide technique parasismique belge pour maisons individuelles, Université de liège 2003.
- [11] Catalogue des Méthodes de Réparation et de Renforcement des Ouvrages -Centre de recherches appliquées en génie parasismique -.
- [12] M.Chemrouk, Polycopie de cours, 1ere année Magister, 2006 - FGC / USTHB -
- [13] FEMA273, NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. -1997-.
- [14] A.H. Allen, Reinforced concrete design to BS8110 - E & F.N Spon -1988.
- [15] O. Gagliardini, Cours de Béton Armé option OS, IUP GCI3 UJF-Grenoble I, 2004/2005.
- [16] Guide AFPS, conception parasismique des bâtiments – Association française du génie parasismique – juillet 2002.

- [17] M.CHEMROUK, N.ATTARI and Y.SI YOUCEF, “Lessons from the Boumerdes-Algiers Earthquake”; A paper published in a book edited by R.K.Dhir, M.D. Newlands and A.Whyte: “Application of codes, Design and Regulations” and published by Thomas Telford, London 2005.
- [18] H. AZZOUZ, A.ADIB and B.REBZANI, “BOUMERDES 2003, leçons d’un séisme”, CTC Chlef, Alger, septembre 2005.
- [19] FEMA 302, NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures 1997.
- [20] A. Dogangün et R. Livaoglu, A comparative study of the design spectra defined by Eurocode 8, UBC, IBC and Turkish Earthquake Code on R/C sample buildings, Karadeniz Technical University, Department of Civil Engineering, 61080 Trabzon, Turkey April 2006.
- [21] W. Pong, Z.H.Lee and A.Lee, A comparative study of seismic provisions between International Building code 2003 and Uniform Building code 1997. School of Engineering, San Francisco University 2006.
- [22] M.CHEMROUK, N.ATTARI, Z.DERRADJ and F.BOUZID, Concrete constructions in seismic regions: - Intervention Strategies and Lessons Learned from past Earthquakes in Algeria- 32eme Conference on OUR WORLD IN CONCRETE AND STRUCTURES, Singapore 2007.
- [23] V.DAVIDOVICI, Le séisme de BOUMERDES (Algérie) du 21 mai 2003, Synthèse du rapport de la mission AFPS, Alger 2003.
- [24] E.D.BOOTH, A.J.KAPPOS and R.PARK, A critical review of international practice on seismic design of reinforced concrete buildings, The structural Engineer 1998.
- [25] V.V.Bertero and Y. Bozorgnia, The Early Years of Earthquake Engineering and Its Modern Goal, A paper published in a book “Structural Engineering Handbook”, CRC Press LLC 2004.
- [26] N. TAILLEFER et M.CHENAF, Dimensionnement des renforcements du bâti existant sous l’action du séisme ; Guide d’application de l’Eurocode 8 partie 3, 2006.
- [27] V.Langlois, A.-L. Beaucour, R. Cabrillac, B. Fiorio et D. Gouvenot ; Etude expérimentale de poutres armées de grilles de carbone. XXII^{ème} Rencontre Universitaire de Génie Civil 2004.
- [28] A.MOKHTARI, Séisme de BENI CHOUGRANE MASCARA 1994 – évaluation des dommages et pathologie constatée, CTC CHLEF.
- [29] G.VERRHIEST et G.JACQUET, Vulnérabilité aux séismes des écoles primaires de Guadeloupe - Définition d’une méthodologie. 7^{ème} Colloque National AFPS 2007, Ecole Centrale Paris, Chatenay Malabry 4 - 6 juillet 2007.

- [30] A. KRENENNOU, Causes des dommages du séisme de CHLEF du 10 octobre 1980, CTC CHLEF.
- [31] M.Zacek, Vulnérabilité et renforcement, collection CONCEPTION PARASISMIQUE 2004.
- [32] M.BADOUX, P.LESTUZZI et R.VOGT, Introduction à la norme SIA 262 ; Dimensionnement parasismique, Extrait de la documentation D 0182, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zürich, 2003.
- [33] M.SAATCIOGLU, D.MITCHELL, R.TINAWI, N.J.GARDNER, A.G.GILLIES, A.GHOBARAH, D.L. ANDERSON AND D.LAU ; The August 17, 1999, Kocaeli (Turkey) Earthquake — damage to structures, Published on the NRC Research Press on July 31, 2001