

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTURES

Présenté par : BOUROUH Seyf eddine

BENSEHIL Salim

**Thème : Etude du Comportement d'un bâtiment en cas
d'endommagement d'une poutre**

Sous la direction de : Mr.MADI Rafik

Juin 2018

Remerciements

Au terme de ce travail nous tenons à remercier en premier lieu notre Dieu qui nous a donné la force d'achever ce travail.

*Nous remercions vivement notre encadreur **DR. MADI RAFIK** pour l'aide précieux qu'il nous a offert dans l'élaboration de ce travail.*

*Aussi nous remercions **Dr. LAFIFI BRAHIM** pour l'aide précieux à notre travail.*

Nous tenons aussi à remercier l'ensemble des professeurs de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

A notre gentille et sympathique promotion et à tous ceux et celles qui ont contribué de près ou de loin, notamment à l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil et Hydraulique de l'université de Guelma qui n'ont ménagé aucun effort pour la transmission du savoir nécessaire à une entrée pleine et entière dans la vie active et professionnelle.

Aussi, nos vifs remerciements à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin avec leurs conseils pour l'élaboration de ce projet de fin d'étude.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents

*A mes très chers frères : Abdeldjalil, Smaïl,
Mohamed et mes sœurs : Rafika, Nawel (Hanan),
Imen et Rima. et leurs petites familles*

A tout ma famille

A tous mes Amis

*A tous ceux qui m'ont aidé, que ce soit par le
travail, La motivation ou la prière*

A ceux qui ont partagé mes joies et mes peines.

*Et à tous ceux que je n'ai pas cité ... une pense
vaut mille mots*

SEYF-EDDINE

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents

A mon très cher frère et mes chères sœurs

A la petite : Anaïs

A mon grand-père et mes grand-mères

A tout ma famille

A tous mes Amis

*A tous ceux qui m'ont aidé, que ce soit par le
travail, La motivation ou la prière*

A ceux qui ont partagé mes joies et mes peines.

*Et à tous ceux que je n'ai pas cité ... une pense
vaut mille mots*

SALIM

ملخص

المنشآت الخرسانية تبقى في حالة جيدة أكثر من قرن من الاستغلال .
تنقص مدة حياتها بفعل عدة عوامل من بينها أخطاء التصميم , الحمولة الزائدة أو ضرر المواد.
وتتطلب الهياكل التعزيز أو الإصلاح لضمان سلامة المستخدمين قبل بلوغ نهاية حياتهم. تختلف طرق إعادة التأهيل وفقا لطبيعة المشكلة التي يواجهها الهيكل .
ويتضمن هذا العمل معرفة سلوك هيكل المبنى في حالة وجود روافد ضعيفة المقاومة وهذا طبعا بعد عملية التشخيص الأولي الذي يعتبر عنصر أساسي وفعال لاختيار إستراتيجية إصلاح مناسبة وتقييم أكثر دقة للتكاليف . التشخيص هو السعي للحصول على المرض على أساس الأعراض.
إن كل عملية تعزيز أو إصلاح تتطلب اهتماما خاصا و يتطلب استخدام أساليب و أدوات و تقنيات تتكيف مع الوضع الخاص للمشاكل الموجودة في البناية. و من بين طرق إعادة التأهيل الهيكلي تقنية التغليف بالخرسانة المسلحة و تقنية استعمال المواد المركبة, و أظهرت النتائج المتحصل عليها أن إصلاح روافد الخرسانة المسلحة , يزيد بشكل كبير من القدرة على المقاومة و تخفيض نسبة التشوهات و كذلك تخفيض الانتقال.

Résumé

Les ouvrages en béton armé demeurent en excellent état après plus d'un siècle d'exploitation, leur durée de vie diminue suite à une pathologie structurelle issue des erreurs de conception, des défauts de résistance dus à un chargement excessif ou des dégradations de matériaux.

Un pourcentage important des ouvrages nécessite un renforcement ou une réparation pour assurer la sécurité des usagers avant d'arriver à leur limite de vie utile. Les méthodes de réhabilitation se diffèrent selon la nature du problème que peut rencontrer la structure.

Un diagnostic préalable de l'ouvrage est indispensable. Il constitue la base nécessaire pour le choix d'une stratégie de réparation adéquate et pour permettre une évaluation plus précise des coûts. Le diagnostic est la recherche d'une pathologie à partir des symptômes.

Le présent travail traite le comportement d'une structure d'un bâtiment en cas d'endommagement d'une poutre en béton armé. Le but de cette recherche est de trouver des solutions pour réparer les poutres endommagées. Le chemisage en béton armé des poutres est l'une des solutions proposées.

Chaque opération de renforcement ou de réparation requiert une réflexion particulière et nécessite l'utilisation des méthodes, d'instruments et de techniques adaptées à la situation aux problèmes spécifiques de chacune des constructions.

Les résultats obtenus, ont montré que le renforcement des poutres par chemisage, augmente considérablement la capacité en résistance et en déformation et diminue les déplacements.

Abstract

The reinforced concrete structures remain in excellent condition after more than a century of operation, their life expectancy decreases following a structural pathology from design errors, due to overloading or degradation of materials resistance defects.

A large percentage of structures require reinforcement or repair to ensure the safety of users before reaching their end of life. Rehabilitation methods differ according to the nature of the problem that the structure may encounter.

A preliminary diagnosis of the work is essential. It provides the necessary basis for choosing an appropriate repair strategy and for a more accurate assessment of costs. Diagnosis is the search for a pathology from the symptoms.

The present work deals with the behavior of a structure of a building in the event of damage to a reinforced concrete beam. The purpose of this research is to find solutions to repair damaged beams. Armen concrete lining of the beam is one of the proposed solutions.

Each reinforcement or repair operation requires special consideration and requires the use of methods, instruments and techniques adapted to the situation to the specific problems of each building.

The results obtained, showed that the reinforcement of the beams by lining, considerably increases the resistance and deformation capacity and decreases the displacements.

Liste des figures

Figure I.1 Dégradations de béton armé.....	3
Figure I.2 Le mécanisme de propagation de la corrosion.....	5
Figure I.3 Poutre située en bord de mer sous de l'agression des chlorures.....	6
Figure I.4 Mécanisme de l'attaque des sulfates.....	7
Figure I.5 Types et causes des dommages.....	11
Figure I.6 Le scléromètre.....	14
Figure I.7 Appareil d'auscultation par ultrasons.....	14
Figure I.8 Le pachomètre.....	15
Figure I.9 Le profomètre.....	15
Figure I.10 Le corrosimètre.....	16
Figure I.11 La Carotteuse.....	17
Figure I.12 Le fissuromètre.....	17
Figure I.13 L'extensomètre.....	17
Figure I.14 L'hygromètre.....	18
Figure II.1 Fissures d'une poutre.....	23
FigureII.2 Réparation de poutre par adjonction d'armature.....	24
Figure II.3 Renforcement d'une poutre par adjonction d'armatures additionnelles en sa partie Inférieure.....	25
Figure II.4 Réparation de poutre par béton projeté.....	26
Figure II.5 Renforcement d'une poutre au moyen de béton projeté.....	26
Figure II.6 Principe de la voie sèche.....	28
Figure II.7 Principe de la voie mouillée.....	28
Figure II.8 Renforcement d'une poutre par chemisage.....	30
Figure II.9 Renforcement d'une poutre avec chemisage en béton armé.....	30
Figure II.10 Renfort de poutres par enrobage [12].....	31
Figure II.11 Organigramme de processus de chemisage en béton armé.....	32
Figure II.12 Renfort par plaque d'acier [6].....	34
Figure II.13 le tracé rectiligne.....	37
Figure II.14 Le tracé polygonal.....	38
FigureII.15 Collage en résine.....	40
Figure II.16 Renforcement d'une poutre au moyen de matériaux composites.....	41
Figure III.1 Façade principale de la structure.....	43

Figure III.2	Façade postérieure de la structure.....	44
Figure III.3	Structure modélisé par Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.....	47
Figure III.4	Translation suivant l'axe x.....	53
Figure III.5	Translation suivant l'axe y.....	53
Figure III.6	Translation suivant l'axe z.....	53
Figure III.7	Type P1 (30x40) axe A et F.....	56
Figure III.8	Type P2 (30x40) axe B et E.....	56
Figure III.9	Type P2 (30x40) axe C et D.....	56
Figure III.10	Ferraillage des poutres principales (P1, P2, P3).....	58
Figure III.11	Type CH (30x35) axe 1,2.....	59
Figure III.12	Type CH (30x35) axe 3.....	59
Figure III.13	Type CH (30x35) axe 4.....	59
Figure III.14	Ferraillage des poutres secondaires (Axe1, Axe 2, Axe3, Axe4).....	61
Figure III.15	Ferraillage des poutres principales (P1, P2, P3).....	65
Figure III.16	Ferraillage des poutres secondaires (Axe1, Axe 2, Axe3, Axe4).....	67
Figure III.17	Ferraillage des poutres principales (P1, P2, P3).....	71
Figure III.18	Ferraillage des poutres secondaires (Axe1, Axe 2, Axe3, Axe4).....	73
Figure III.19	Etape par suivre pour chemisage (poutres).....	74
Figure III.20	Etape par suivre pour chemisage (chainages).....	75
Figure III.21	Chemisage des poutres et chainages.....	75
Figure III.22	Poutres secondaires CH (30 x 45).....	76
Figure III.23	Poutre Principal (30 x 50).....	76
Figure III.24	Connecteur.....	77
Figure III.25	Les armatures avec soudure sur cadres.....	77
Figure III.26	Le bourrage des trous dans les poteaux.....	77

Liste des tableaux

Tableau III.1	Valeurs du coefficient C_T	50
Tableau III.2	Masse de structure.....	51
Tableau III.3	Les modes et les périodes et masses cumulées de la structure.....	52
Tableau III.4	Déplacement de structure.....	54
Tableau III.5	Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X-X.....	55
Tableau III.6	Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y-Y.....	55
Tableau III.7	Le moment max sur appui pour la poutre principal.....	57
Tableau III.8	Le moment max on travée pour les poutres principal.....	57
Tableau III.9	Le moment max sur appui pour les poutres secondaires.....	60
Tableau III.10	Le moment max on travée pour les poutres secondaires.....	60
Tableau III.11	Les masses de structure.....	62
Tableau III.12	Les périodes et la participation des masses.....	62
Tableau III.13	Déplacement de structure.....	63
Tableau III.14	Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X-X.....	63
Tableau III.15	Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y-Y.....	64
Tableau III.16	Le moment max sur appui pour la poutres principales.....	64
Tableau III.17	Le moment max on travée pour les poutres principales.....	65
Tableau III.18	Le moment max sur appui pour les poutres secondaires.....	66
Tableau III.19	Le moment max on travée pour les poutres secondaires.....	67
Tableau III.20	Les masses de structure.....	68
Tableau III.21	Les périodes et la participation des masses.....	69
Tableau III.22	Déplacement de structure.....	69
Tableau III.23	Le moment max sur appui pour les poutres principal.....	70
Tableau III.24	Le moment max on travée pour les poutres principal.....	70
Tableau III.25	Le moment max sur appui pour les poutres secondaires.....	72
Tableau III.26	Le moment max on travée pour les poutres secondaires.....	72

Sommaire

Sommaire

Remerciement	
Résumé (arabe)	
Résumé (français)	
Résumé (anglie)	
Liste des figures	
Liste des tableaux	

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I

Pathologie des ouvrages en béton armé et méthodologie d'un diagnostic

I.1. Introduction.....	3
I.2 Les différentes origines des dégradations	4
I.2.1 Les dégradations dues aux attaques chimiques	4
a) carbonatation du béton	4
b) corrosion des armatures	4
c) Attaque par les sulfates	6
d) Attaque par des acides	7
e) Alkali-réaction.....	8
II.2-2 Les dégradations d'origine mécanique.....	8
a) Erreurs de conception et d'exploitation.....	8
b) Défauts d'exécution.....	8
c) Les chocs.....	9

d) L'abrasion.....	9
e) Dégradation des matériaux	9
f) Accroissement des charges qui sollicitent la structure.....	10
g) Rénovation des structures anciennes	10
h) Changement de la forme de la structure	10
i) Les fissures	10
I.2.3 Les dégradations d'origine physique	12
a) Séisme.....	12
b) Incendie	12
I.3 La méthodologie du diagnostic	12
I.3.1 préambules	12
I.3.2 Examen visuel ou morphologique.....	13
I.3.3 mesures in-situ	13
a) Le scléromètre.....	13
b) L'auscultation par ultrasons.....	14
c) Les détecteurs d'armatures	14
d) La radiographie.....	16
e) Carottage.....	16
f) Détecteur des fissures.....	17
g) Hygromètre	18
I.3.4 L'analyse technique des éléments recueillis	18
a) Le calcul.....	18
b) Le recoupement	18
c) La comparaison.....	18
d) L'évaluation	19
e) La vérification.....	19
f) L'évaluation	19

I.3.5 La formulation de recommandations directives	19
--	----

Chapitre II

Différentes méthodes de renforcement et de réparation

II.1 Introduction	20
II.2 Caractéristiques des produits de renforcement	20
II.3 Réparation des fissures	22
II.4 Rajout d'armatures complémentaires	23
II.4.1 Introduction.....	23
II.4.2 Mise en place des armatures complémentaires	23
II.4.3 Protection des armatures	24
II.4.4 Réfection des bétons	24
II.5 Béton Projeté	25
II.5.1 Introduction.....	25
II.5.2 projection d'un béton avec un ajout d'armatures	27
II.5.3 Description des deux méthodes	27
II.5.3.1 Projection par voie sèche.....	27
II.5.3.2 Projection par voie mouillée.....	28
II.5.4 Avantages des deux méthodes	29
a) Par voie sèche	29
b) Par voie mouillée	29
II.5.5 Inconvénients des deux méthodes.....	29
a) Par voie sèche	29
b) Par voie mouillée	29
II.6 Augmentation des sections par un béton additif.....	29
II.6.1 Introduction.....	29

II.6.2 Adhérence entre les deux bétons.....	30
II.6.3 Les inconvénient s de chemisage	32
II.6.4 Conclusion	32
II.7 Renforcement par platines métalliques.....	33
II.7.1 Introduction.....	33
II.7.2 Les matériaux utilisés	33
a) La colle	33
b) La tôle	33
II.7.3 La mise en œuvre des plats collés.....	34
II.7.4 Avantages et inconvénients de Bandes d'acier collées	35
II.7.5 Conclusion	35
II.8 Réparation ou renforcement par précontrainte additionnelle	36
II.8.1 Introduction.....	36
II.8.2 Conception d'une précontrainte additionnelle.....	36
a) Aspect général.....	36
b) L'injection des fissures.....	36
c) Changement du schéma statique.....	37
d) Démontage de la précontrainte	37
II.8-3 Les différents tracés de la précontrainte additionnelle	37
II.8.4. Avantages et inconvénients de la précontrainte additionnelle.....	38
II.8.5 Conclusion	38
II.9 Adjonction de matériaux composites (Polymères Renforcés en Fibres).....	39
II.9.1 Introduction.....	39
II.9.2 Définitions et avantages	39
II.9.3 Propriétés du tissu et de la résine de collage.....	40
II.9.4 Procédures de la mise en œuvre.....	41
II.9.5 Conclusion	41

II.10 Conclusion et choix de la méthode de renforcement.....	41
--	----

Chapitre III

Etude et vérification d'un bâtiment existant

III.1 Description de l'ouvrage.....	43
III.2 Modélisation.....	46
III.3 Vérification vis-à-vis du RPA.....	47
III.3.1 Les poutres.....	47
III.3.2 Les poteaux.....	49
III.3.3 Les voiles.....	49
III.3.4 Estimation de la période fondamentale de la structure.....	50
III.4 Les résultats obtenus par le logiciel ROBOT.....	51
III.4.1 Cas 1 (structure normal), $f_{c28}=20$ MPa.....	51
III.4.1.1 Les masse de structure.....	51
III.4.1.2 Les modes et périodes et masses cumulées de la structure.....	52
III.4.1.3.Déplacement.....	54
III.4.1.4. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	54
III.4.1.5 Résultat du calcul de moment (poutres principales).....	56
III.4.1.6 Résultat du calcul de moment (poutres secondaires).....	59
III.4.2 Cas 2 (structure avec des poutres faible résistance ou niveau +3.06), $f_{c28}=10$ MPa.....	62
III.4.2.1. Les masse de structure.....	62
III.4.2.2 Les modes et périodes et masses cumulées de la structure.....	62
III.2.2.3.Déplacement.....	63
III.4.2.4 Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	63
III.4.2.5. Résultat du calcul de moment (poutres principales).....	64
III.4.2.6. Résultat du calcul de moment (poutres secondaires).....	66

I.4.3 Cas 3 (structure avec des poutres chemise ou niveau (+3.06)), $f_{c28}=25$ MPa	68
III.4.3.1 Les masse de structure	68
III.4.3.2 Les modes et périodes et masses cumulées de la structure	69
III.4.3.3 Déplacement.....	69
IV.4.3.4 Résultat du calcul de moment (poutres principales).....	70
III.4.3.5 Résultat du calcul de moment (poutres secondaires).....	72
Conclusion général	78

Références bibliographiques

Introduction

générale

Introduction générale

L'un des problèmes majeurs dans le domaine de la construction est la dégradation des structures, la plupart des structures présentent des signes de faiblesse et ne répondent ou ne répondront plus aux exigences pour lesquelles elles ont été conçues, les causes sont multiples, on peut citer :

Des erreurs lors de l'étude ou de l'exécution, un accroissement des charges, un changement de l'exploitation de la structure, la corrosion des armatures, des actions accidentelles telles que les séismes ou les chocs ...etc.

L'apparition de ces problèmes ne laisse que deux solutions: la reconstruction ou la réparation.

Dans la plupart des cas les frais de la reconstruction sont beaucoup plus importants que la réparation ou le renforcement, ce qui fait que celles-ci seront plus appropriées.

Le renforcement des structures en génie civil a pour but de réparer et de mettre en conformité des structures existantes, soit pour des raisons de pertes de propriétés initiales, pour des raisons de remise à niveau liées à de nouveaux règlements ou de nouveaux usages, soit pour des raisons esthétiques.

De nombreuses techniques ont été développées pour le renforcement des structures en béton armé comme le chemisage des poutres, l'incorporation de profilés métalliques, l'augmentation de la section du béton avec ou sans augmentation des armatures.

Dans les années précédentes, la technique la plus utilisée était le collage de plaques métalliques dans les parties les plus sollicitées.

Cette technique résout le problème de dégradation des structures par augmentation de la capacité portante des éléments structuraux, mais elle présente de sérieux inconvénients dont la corrosion des armatures, la difficulté de maniabilité et l'impossibilité d'ancrer les plaques sur des surfaces irrégulières, etc.

Le chemisage est l'une des méthodes de réparation et de renforcement les plus employées dans ce marché en pleine expansion, le chemisage en béton des poutre en béton armé améliore la capacité en résistance et diminue la ductilité.

Il augmente considérablement le poids des éléments chemisés ce qui nécessite généralement le redimensionnement des fondations. L'épaisseur recommandée est de 7 cm, dans le but de ne pas modifier beaucoup les caractéristiques initiales de la structure ainsi que l'aspect architectural [14].

La problématique est la suivante :

- Quel est l'influence de l'endommagement d'une poutre sur le reste de la structure?
- Quelle est la solution proposée pour la remise en état des éléments endommagés?

L'objectifs de ce mémoire :

L'objectifs de ce mémoire est d'étudier la comportement d'un bâtiment en cas d'endommgement d'une poutre en béton armé, afin de trouver une solution en cas d'endommagement des éléments structuraux.

Le mémoire est structuré comme suit :

- introduction générale avec une problématique.
- Chapitre I : Pathologies des ouvrages en béton armé et méthodologie de diagnostic.
- Chapitre II : les différentes méthodes de renforcement et de réparation.
- Chapitre III : Etude et vérification d'un bâtiment existant.
- Et une conclusion générale.

Chapitre I

Pathologies des ouvrages en
béton armé et méthodologie de
diagnostic

I.1. Introduction

Avant, pendant et après la prise du béton, de multiples phénomènes interviennent et les conditions de leur déroulement influencent directement la durabilité du béton.

Le système chimique qui caractérise le béton se traduit par un milieu fortement basique dont le pH varie de 12.5 à 13.5. Ce système est en déséquilibre avec le milieu environnant dont le pH est généralement très inférieur. Ce déséquilibre favorise de multiples formes d'agressions chimiques, l'eau est le premier vecteur d'agression: pluie, neige, eaux souterraines, eau de mer. Cette eau chargée de substances chimiques agressives (chlorures, sulfates, dioxyde de carbone...) pénètre dans le béton par les réseaux de fins capillaires qui le parcourent dans sa masse, ou par des fissures. Il existe donc un paramètre qui joue de façon majeure sur la durabilité: il s'agit de la porosité capillaire du béton durci.

Plus le béton est poreux, plus il est exposé aux agressions extérieures, synonymes d'altération et donc d'atteinte à la durabilité, mais le béton possède aussi des mécanismes de défense, par ses couches protectrices, s'il est suffisamment dosé et de forte compacité, les risques d'altération sont relativement faibles.

Il y a plusieurs origines des dégradations :

- Dégradation d'origine chimique.
- Dégradation d'origine mécanique.
- Dégradation d'origine physique.

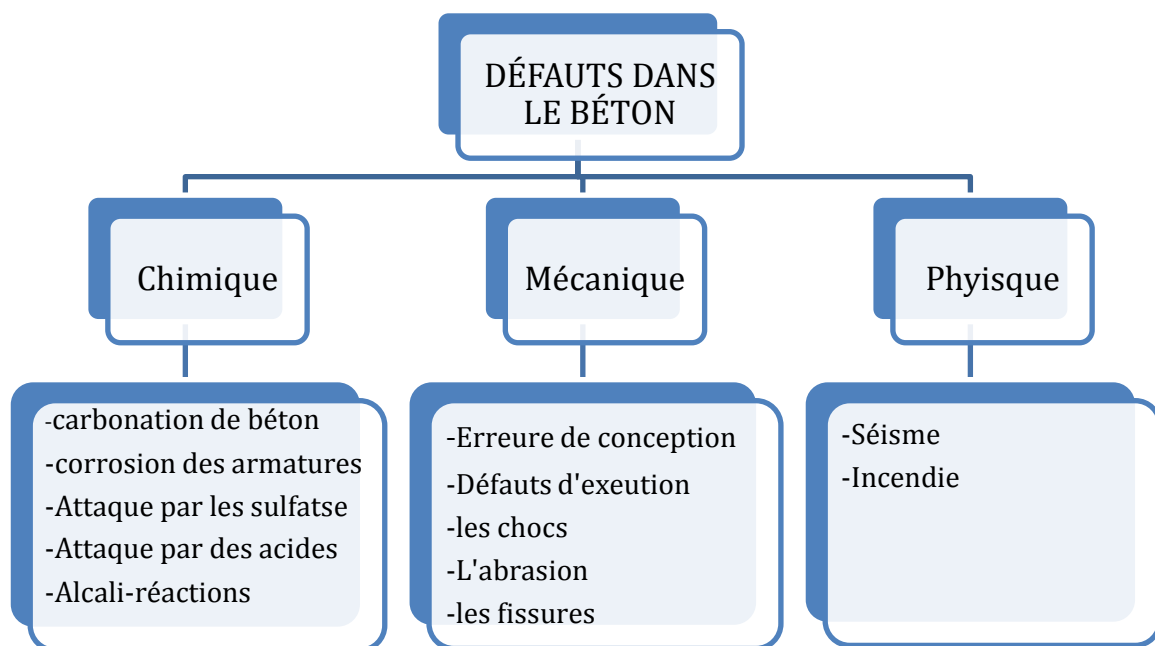


Figure I.1 Dégradations de béton armé.

I.2 Les différentes origines des dégradations

I.2.1 Les dégradations dues aux attaques chimiques

La dégradation peut provenir d'une attaque chimique par un agent se trouvant :

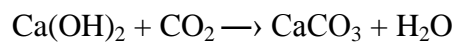
- sous forme de gaz d'origine naturelle ou industrielle.
- sous forme liquide.
- sous forme solide du sol ou résidu industriel.

Elle peut aussi être d'origine interne :

a) carbonatation du béton

Lors de la prise du béton, il se produit une réaction chimique complexe qui se traduit notamment par la formation d'hydroxyde de chaux Ca(OH)_2 , cette chaux libérée est présente dans toute la masse du béton.

De ce fait, le pH initial du béton est de l'ordre de 12.5; dans le temps, le béton perd environ 50% de l'eau de gâchage qu'il contenait lors de la prise. Cette perte d'eau crée un réseau capillaire à l'intérieur du béton qui favorise la pénétration du dioxyde de carbone CO_2 présent dans l'air et alimenter une réaction chimique appelée: carbonatation



Cette réaction est irréversible précipite l'hydroxyde de calcium sous forme de sel insoluble.

Le béton se carbonate et son pH diminue pour atteindre une valeur de 9.

Pour protéger le béton contre la carbonatation il faut le confectionner à faible rapport E/C pour réduire la porosité du béton, et assurer un enrobage suffisant (qui peut être complété par enduit) [1].

b) corrosion des armatures

La corrosion des aciers d'armatures dans le béton est issue d'un processus chimique. Pour que l'acier dans le béton se corrode (formation de rouille), il se trouve dans un milieu favorable :

- un électrolyte avec une forte conductibilité (ionique).
- une zone riche en oxygène.

La vitesse de corrosion des barres d'armatures est plus grande en présence de chlorures (l'eau de mer, sel,...) [2].

Les chlorures ont deux effets dans les mécanismes de corrosion :

- Ils diminuent la résistivité de l'électrolyte (le couvert de béton), ce qui facilite le transport des ions d'un site à l'autre.
- Ils permettent l'amorçage plus rapide de la corrosion en dépassivant la couche superficielle (dissolution de la couche passive ou migration des chlorures à travers le film d'oxyde) [NET 01].

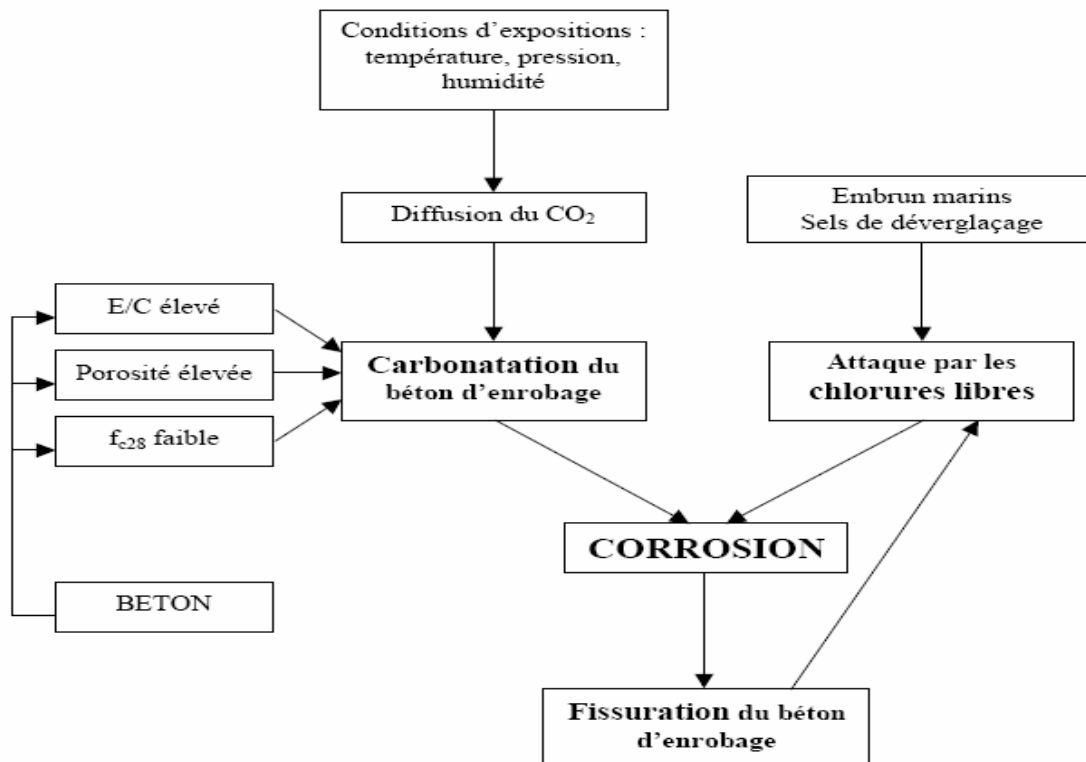


Figure I.2 Le mécanisme de propagation de la corrosion. [15].

Action des chlorures

Les chlorures s'introduisent dans le béton, soit par le biais de ses constituants au moment de sa confection, soit ultérieurement, s'il est exposé à une atmosphère maritime ou en présence de sels de déverglaçage ou de déneigement.

Une partie des chlorures, appelés chlorures liés, s'adsorbent physiquement sur les parois des capillaires ou réagissent avec les aluminates de calcium pour former des monochloro-aluminates hydratés. La quantité de chlorures liés par un béton dépend des teneurs en aluminates et en sulfates du ciment utilisé (un ciment riche en C3A est susceptible de fixer davantage d'ions chlore mais cette capacité diminue en présence de sulfates).

Cependant, une partie des chlorures liés peut être libérée lorsque le pH du béton diminue sous l'action de la carbonatation.

L'autre partie appelés chlorures libres, va pouvoir migrer à l'intérieur du béton et atteindre les armatures pour les dépassiver, puis les corroder. La quantité de chlorures libres augmente avec le rapport E/C et avec la concentration en sels du milieu environnant.

Plus rarement, les chlorures ont pu être introduits dans les bétons au moment du gâchage (granulats pollués, eau de gâchage, accélérateur de prises).

Dans ces conditions et pour un ciment Portland, de plus de 90 % de ces chlorures se sont combinés avec les aluminates et les ferrites du ciment mais une partie de ces chlorures reste susceptible de passer en solution équilibrer les chlorures libres dans l'eau interstitielle.

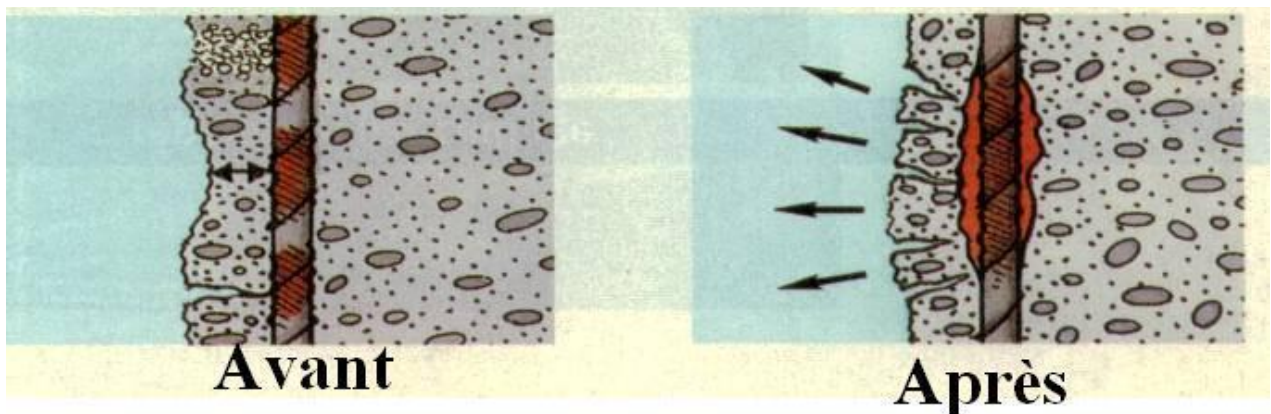


Figure I.3 Poutre située en bord de mer sous de l'agression des chlorures.

c) Attaque par les sulfates

Les sulfates sont généralement retrouvés dans:

- les eaux de mer.
- Les eaux souterraines.
- Les sols.
- Les milieux agricoles.
- Les eaux usées (domestiques et industrielles).
- Certaines industries.

Les produits les plus sensibles à l'attaque des sulfates sont : l'aluminate et la portlandite il y aura formation de sels expansifs d'ettringite (jusqu'à 400% de pouvoir d'expansion).

Les facteurs influençant l'attaque par le sulfate [2] :

- La teneur en C3A et C4AF (qui peut réagir avec les sulfates).
- La teneur en $\text{Ca}(\text{OH})_2$.
- La nature du ciment.
- La perméabilité du béton.

- La concentration des sulfates.
- La température de l'eau : la chaleur accélère la cinétique des réactions.
- La cure.
- La fluctuation de l'attaque.
- La présence de l'eau (qui favorise la formation de solution agressive).
- L'abrasion.

Les moyens préventifs:

- Utiliser des ciments avec faible teneur en C3A.
- Utiliser un fort dosage en ciment.
- Utiliser la fumée de silice.
- Faible rapport E/C.

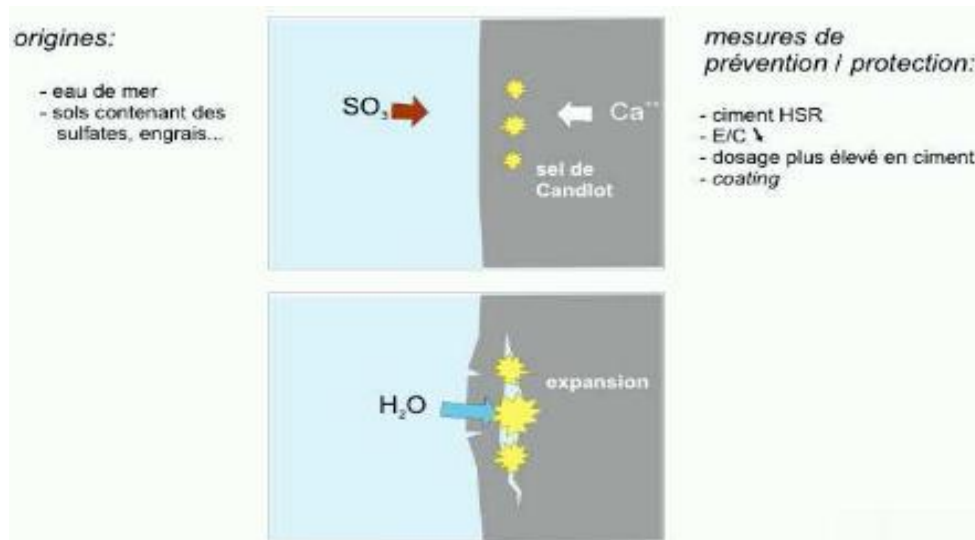


Figure I.4 Mécanisme de l'attaque des sulfates.

d) Attaque par des acides

Les acides ($\text{pH} < 7$) attaquant le béton par dissolution de la portlandite en premier et la C-S-H:

- Il y a possibilité d'attaque si $\text{pH} < 6.5$.
- Attaque sévère si $\text{pH} < 5.5$.
- Attaque très sévère si $\text{pH} < 4.5$

Il y a deux types des acides agressifs :

- Inorganiques: carbonique, chlorhydrique, fluorhydrique, nitrique, phosphorique, sulfurique.
- Organiques: acétique, citrique, formique, humique, lactique, tannique.



Les moyens préventifs contre ces attaques sont:

- Diminuer la teneur en $\text{Ca}(\text{OH})_2$ du béton par l'utilisation de:
 - Un ciment aux laitiers.
 - Un ciment alumineux ou pouzzolanique.
- Diminuer la perméabilité par:
 - Un mûrissement approprié.
 - La diminution du rapport E/C.
 - L'utilisation de la fumée de silice.

e) Alkali-réaction

L'alkali-réaction est une dégradation interne du béton. L'alkali-réaction est une réaction très lente allant d'un an jusqu'à dix ans (1 à 10 ans).

Il y a trois conditions simultanées pour que l'alkali-réaction apparaisse :

- La présence d'un granulat potentiellement réactif.
- Une concentration élevée des alcalins dans le ciment.
- Une ambiance présentant une humidité relative $> 80 \%$.

Donc pour avoir un béton durable il faut que les conditions suivantes soient respectées:

- Un béton le moins perméable possible (une bonne formulation du béton et un faible rapport : E/C).
- Un ciment à faible teneur en C3A et alcalins.
- Limiter ou fixer la portlandite : utiliser la fumée de silice ou des ciments CLK ou CHF (résistent mieux aux milieux acides surtout si le pH est < 4.5).

II.2-2 Les dégradations d'origine mécanique

a) Erreurs de conception et d'exploitation

Les différentes erreurs de conception peuvent être résumées comme suit :

- Un tassement.
- Une poussée à vide dans les escaliers.
- Une surcharge que la structure ne peut subir.
- Un manque de joints.
- Un manque d'armatures.

b) Défauts d'exécution

Le défaut d'exécution sont dus généralement à :

- Une mauvaise position des armatures d'aciers.

- Une mauvaise mise en oeuvre du béton.
- Un mauvais coffrage.
- Une mauvaise formulation du béton.
- Un recouvrement insuffisant des armatures d'aciers.

c) Les chocs

Le phénomène de choc peut provenir de :

- Les chocs des véhicules sur ponts.
- Les chocs de bateaux sur piles.
- La mauvaise manutention d'éléments préfabriqués.
- Ondes de chocs : Le béton est susceptible de s'épauprer quand il est soumis à des ondes de choc.

Ceci est dû aux différentes vitesses de propagation des ondes dans les différents matériaux (les agrégats, le liant et les armatures).

d) L'abrasion

Le phénomène d'abrasion est due généralement à :

- Une circulation intense de l'eau (barrages).
- Les charges mécaniques répétées (chaussées, dallage industriel).
- L'action du courant d'eau sur corps immergés ou flottants (piles de ponts, plateforme ...etc).

e) Dégradation des matériaux

Les propriétés physiques et, plus particulièrement, le comportement mécanique du béton et des aciers sont susceptibles de se dégrader en fonction des conditions d'environnement définies par la localisation géographique de l'ouvrage. Les principales causes de vieillissement sont liées aux phénomènes suivants :

- Erosion, abrasion, chocs.
- Action des cycles de gel-dégel.
- Altération physico-chimique du béton.
- Retrait du béton.
- Corrosion des armatures métalliques.

f) Accroissement des charges qui sollicitent la structure

- Changement d'usage de la structure (ex: bâtiment d'habitation réhabilité en centre commercial).
- Augmentation du niveau d'activité dans la structure (ex : anciens ponts soumis au trafic actuel).
- Installation de machinerie lourde dans les bâtiments industriels.

g) Rénovation des structures anciennes

- Prise en compte de renforts par des sollicitations non considérées au moment du projet ou de la construction (vibration, actions sismiques et autres).
- Connaissance des insuffisances de la méthode de calcul utilisée lors de la conception, ainsi que des limitations montrées par des structures calculées durant une époque ou période.
- Vieillesse des matériaux avec perte des caractéristiques initiales.

h) Changement de la forme de la structure

- Suppression de poteaux, piliers, murs porteurs, élargissement de portées de calcul.
- Ouverture de passages en dalles pour escaliers ou ascenseurs.

i) Les fissures

La fissuration représente le premier type d'endommagement qui se développe lorsque la structure se trouve chargée mécaniquement. Les fissures peuvent alors s'étendre de la microfissuration à la lézarde.

Ces fissures représentent certainement la forme d'altération la plus fréquente [3].

La fissuration du béton peut avoir deux origines distinctes et indépendantes l'une de l'autre:

- La fissuration liée à la mise en œuvre et à la qualité du matériau: fissuration accidentelle.
- Les fissurations liées au fonctionnement de l'ouvrage : fissuration fonctionnelle.

➤ Les différents types de fissures

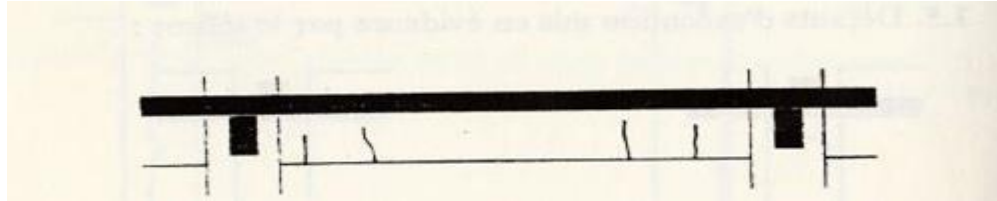
- Les fissures mécaniques (due à la compression, à la traction, à la flexion ou au cisaillement).
- Les fissures dues au retrait (un retrait plastique, un retrait thermique, le ressuage ; le retrait hydraulique etc.).
- Les fissures dues au gel.

- Les fissures dues à la corrosion.

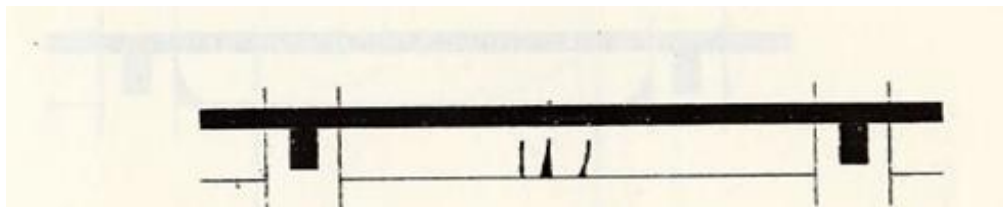
➤ **Types et causes des dommages**

Les dommages causés par un séisme sont nombreux et prennent naissance dans une partie ou dans l'ensemble de l'ouvrage endommagé. Dans la classification qui suit, on retrouvera les principaux dommages et leurs causes par type d'élément [4].

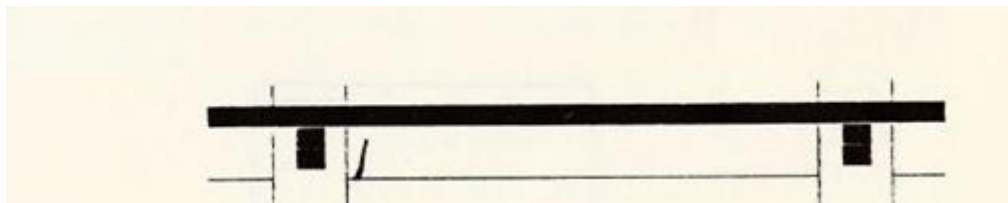
1- Fissures verticales dues aux contraintes de traction provenant de l'interaction avec les remplissages (maçonnerie).



2- Fissures verticales dues aux moments de flexion et aux efforts normaux de traction.



3- Fissures verticales dues au glissement des armatures (destruction de l'adhérence) sous l'effet des contraintes de traction.



4- Fissures inclinées dues aux effets de l'effort tranchant.

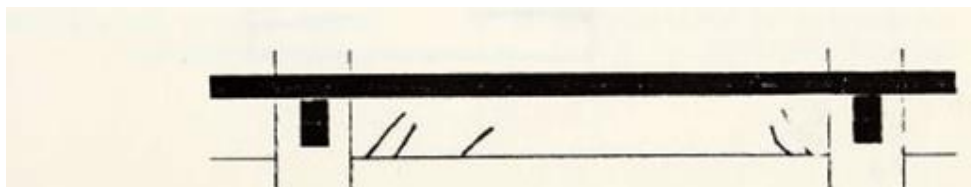


Figure I.5 Types et causes des dommages.

I.2.3 Les dégradations d'origine physique

a) Séisme

Se référer aux codes de calcul dans les zones sismique, limiter le degré d'endommagement par des mesures constructives.

b) Incendie

Le béton a une résistance au feu convenable en cas d'incendie:

- En 1h la température est de 350 °C à une profondeur de 3 cm vis-à-vis de la couche superficielle du béton, et à une profondeur de 7.5 cm elle est de 100 °C.
- A 570 °C : fissuration des granulats quartzeux.
- A 800 °C décarbonatation du CaCO₃.
- La vaporisation brutale de l'eau implique un éclatement du béton.

I.3 La méthodologie du diagnostic

I.3.1 préambules

Le diagnostic est le résultat des investigations effectuées pour se prononcer sur l'état d'une construction et ses conséquences. Il est devenu habituel de désigner par la même appellation de "diagnostic " la réalisation des examens nécessaires à la formulation des conclusions.

Le déroulement du diagnostic comporte quatre volées :

- Un examen visuel ou morphologique.
- Une estimation quantitative de la dégradation.
- Une estimation qualitative de la dégradation.
- La détermination des problèmes de structure.
- Des mesures in- situ (Appareillages de détection).
- L'analyse technique des mesures et essais, effectuée en laboratoire des éléments recueillis.
- La formulation des conclusions et recommandations.

Il faut cependant souligner que dans le cas général, un diagnostic reste une approximation plus ou moins précise où il est rarement possible d'obtenir un recueil exhaustif des données.

I.3.2 Examen visuel ou morphologique

L'examen visuel est la forme d'investigation la plus simple et la plus économique.

Dans un premier temps, il s'agit d'identifier la constitution des places permettant par ailleurs de définir l'éventuel programme d'investigation complémentaire à envisager pour affiner le diagnostic.

Quel que soit leur origine, ces informations doivent être utilisées avec prudence, et surtout pas comme des données de base du diagnostic; elles sont plutôt à considérer comme des éléments de recoupement des constats faits ultérieurement sur place ou comme des sources d'indication sur la manière d'orienter le diagnostic. Ces informations sont obtenues par :

- une prise de photos.
- une identification et localisation des zones fortement sollicitées.
- une observation de zones critiques telles: joints, appuis, etc...
- la localisation des fissures.

I.3.3 mesures in-situ

La détermination des caractéristiques: un niveau d'existence, de position et de la section des armatures dans le béton, la dureté et la résistance du béton, le degré de corrosion et d'oxydation des armatures à l'issue d'un tour d'horizon général, on peut déjà conclure [2]:

- L'homogénéité de l'état des lieux ou au contraire sur l'existence de plusieurs cas de figure bien distincts.
- La nature et la localisation des manifestations.
- Des désordres vétustes, la non-conformité réglementaire, des anomalies de fonctionnement.
- La nature et la localisation des sondages, une auscultation ou des prélèvements à effectuer.
- les points dont l'état apparent est suffisamment explicite pour pouvoir se prononcer d'emblée, sans avoir à envisager d'autres investigations.
- L'ouverture des fissures dans le béton.

Les différentes mesures in-situ sont :

a) Le scléromètre

Cet instrument relativement simple à l'origine, permet d'estimer la résistance du béton, mesure la dureté superficielle du béton par rebondissement d'une masselotte.

Il est nécessaire de procéder à une quinzaine d'essais sur chaque zone testée pour déduire une valeur moyenne représentative.

Le scléromètre est un instrument particulièrement performant pour préciser l'homogénéité de la résistance du béton aux différents points d'une structure, mais l'information sur le béton reste imprécise par cette méthode. (fig I.6)



Figure I.6 Le scléromètre.

b) L'auscultation par ultrasons

Cette méthode permet d'estimer la résistance d'un béton ou de détecter la présence de microfissures internes.

C'est une corrélation entre la résistance, la vitesse du son V_L , la compression R_c , et le module d'élasticité. (fig I.7)

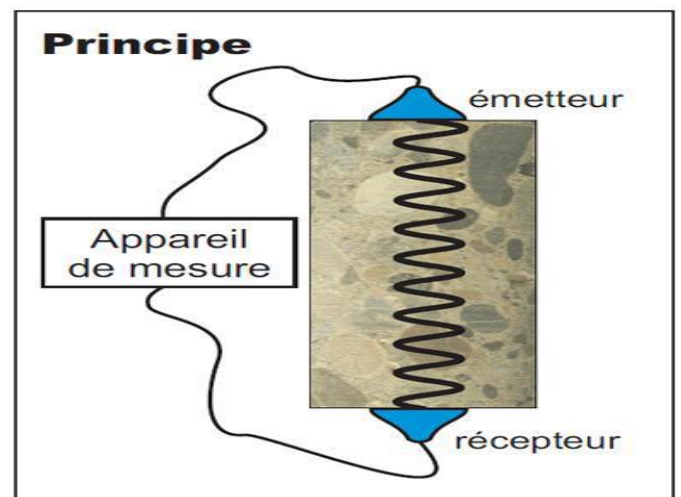


Figure I.7 Appareil d'auscultation par ultrasons.

c) Les détecteurs d'armatures

Ils fonctionnent par effets magnétiques ou électromagnétiques mais la profondeur d'investigation reste limitée à une dizaine de centimètres.

Il y a trois types de détecteurs:

- Le pachomètre

Sert à déterminer la position des armatures dans le béton (**fig I.8**)



Figure I.8 Le pachomètre.

- Le profomètre

Utilisé pour la détermination précise de la position et du diamètre des armatures dans le béton. (**fig I.9**)



Figure I.9 Le profomètre.

- Le corrosimètre

Employé dans le but de détecter la corrosion des armatures, d'ouvrages en béton avant l'apparition des dommages visibles, en mesurant le potentiel de surface du béton. (**fig I.10**)

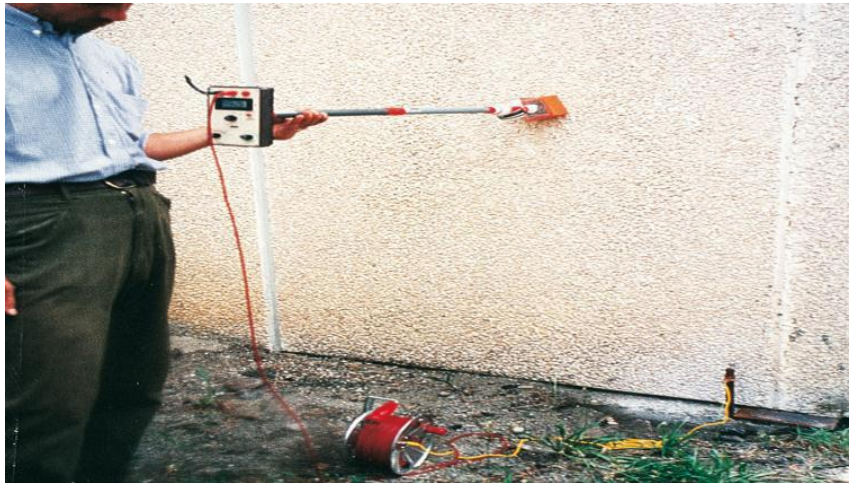


Figure I.10 Le corrosimètre.

d) La radiographie

Ce procédé permet de réaliser des clichés radiographiques du béton, son coût est relativement élevé compte tenu du matériel nécessaire (source radioactive) et surtout des mesures de protection à mettre en place (évacuation du site, périmètre de sécurité, autorisation administratives..), utilisables pour des éléments dont l'épaisseur ne dépasse pas 60 à 80 cm.

La gammagraphie fournit des informations multiples et très précises sur les armatures et les défauts internes du béton:

L'analyse de la radiographie obtenue à travers les rayons traversant le béton est interprétée comme suit :

- trace claire => corps plus dense que le béton.
- trace noire => présence de vide.

e) Carottage

Le prélèvement de carotte a comme but de faire des analyses en laboratoire. Ces examens peuvent être demandés en vue de: (**fig I.11**)

- examen pétrographique pour identification des agrégats, détériorations des agrégats, homogénéité du béton, profondeur de carbonations, répartition des fissures.
- analyse chimique.
- Essais physico – mécanique : densité, résistance à la compression, module d'élasticité.



Figure I.11 La Carotteuse.

f) Détecteur des fissures

- Fissuromètre

Suivi de l'évolution d'une fissure sur un plan ou dans un angle. (**Fig. I.12**)



Figure I.12 Le fissuromètre.

-Extensomètre

Mesure de la déformation linéaire d'un élément de structure. (**fig I.13**)



Figure I.13 L'extensomètre.

g) Hygromètre

Pour l'évaluation de l'humidité, en surface et en profondeur, de parois de construction .cet humidimètre permet de mesurer le taux d'humidité en profondeur de façon non destructive par une méthode basée sur la radiofréquence. (fig I.14)



Figure I.14 L'hygromètre.

I.3.4 L'analyse technique des éléments recueillis

L'analyse des informations et les données collectées, doit permettre d'interpréter les constats effectués en vue de formuler des conclusions.

Pour faciliter ce travail, on peut reporter les données de manière à modéliser les phénomènes observés et les constats effectués [1].

Les modes d'analyse font appel à plusieurs types d'opérations:

a) Le calcul

Il permet notamment de déterminer la capacité portante des structures ainsi que les zones critiques au niveau des éléments structuraux.

b) Le recoupement

C'est la recherche de la cohérence ou au contraire de l'incompatibilité entre les données ou les informations portant sur un même aspect, mais provenant de sources différentes.

Cela permet de consolider la validité de certaines hypothèses et d'en écarter d'autres.

c) La comparaison

Il s'agit de repérer les ressemblances et les écarts permettant souvent, d'extrapoler ou d'exclure des résultats de données ou d'informations.

Cela permet de hiérarchiser les différentes constatations.

d) L'évaluation

C'est une estimation quantitative ou qualitative elle comporte une part d'approximations par rapport à un calcul scientifique. L'évaluation peut par ailleurs s'appuyer sur des comparaisons, des recoupements ou des calculs.

e) La vérification

L'objectif est de détecter les éventuels écarts par rapport aux exigences des référentiels techniques et réglementaires pris en compte.

f) L'évaluation

On peut conduire une opération d'évaluation par:

- Un examen du dossier d'ouvrage : des plans d'exécution et les notes de calcul.
- Un état actuel de l'ouvrage : une exploitation des données et des informations pris en compte antérieurement.

I.3.5 La formulation de recommandations directives

Les conclusions correspondent à des avis argumentés, fondés sur les constats et les analyses effectuées.

Il s'agit là d'une véritable prise de position du diagnostic sur l'état de la structure ou des éléments structuraux, accompagnée le cas échéant des marges d'incertitudes n'ayant pu être levées.

Les recommandations se déduisent des conclusions en les replaçant dans la perspective de la commande du diagnostic [1].

Les recommandations doivent donc tenir compte des enjeux économiques et de la faisabilité technique des travaux préconisés en matière de :

- réparation, renforcement des structures.
- traitement des causes et des effets de désordres constatés lors du diagnostic.

Chapitre II

Différents méthodes de
renforcement et de réparation

II.1 Introduction

Avant de s'engager dans une réparation ou un renforcement de structures ou d'élément de structure, présentant des dégradations de béton ou d'armatures, il est indispensable de procéder à un diagnostic déjà cité précédemment et à la détermination des causes.

Le choix de la méthode de réparation ou de renforcement, et des matériaux à mettre en oeuvre est défini en fonction de la nature et de l'importance des désordres constatés, et en tenant compte des critères économiques de matériaux de construction et des techniques choisies.

Dans la grande majorité des cas, les structures en béton présentent une excellente durabilité, elles méritent donc en général d'être conservées, même si la destination ou les exigences fonctionnelles des ouvrages sont appelées à évoluer avec le temps. De plus, et bien qu'elle soit souvent massives, les constructions en béton présentent des aptitudes indéniables à la transformation et les solutions de renforcement sont nombreuses.

Le renforcement des structures, liées à un état futur projeté, sont appelées à supporter des sollicitations plus élevées que celles prévues à l'origine.

Les procédés utilisables pour le renforcement sont également applicables aux travaux de réparation ou de consolidation.

II.2 Caractéristiques des produits de renforcement

Les produits de renforcement utilisés doivent posséder vis-à-vis d'un béton dégradé les qualités suivantes [5] :

a) être compatible avec le support à savoir:

- un retrait plastique limité pour les liants hydrauliques (retrait apparaissant pendant les premières heures lors de la prise et du durcissement). La présence de fibres de polypropylène permet de répartir la fissuration sous forme de microfissures (des précautions particulières sont à prendre lors de la mise en œuvre: humidification du support, protection contre la dessiccation).

- un retrait limité pour les liants hydrauliques de manière à éviter l'apparition de fissures ou de décollement de l'interface (produit de renforcement par rapport au béton renforcé).

- une adhérence au béton support et une résistance au moins égale à la résistance du béton renforcé.

- une adhérence aux armatures métalliques initiales ou rajoutées.

- des résistances mécaniques à la compression, à la traction, similaires ou supérieures à celles du béton de support.

- un coefficient de dilatation le plus proche possible de celui du béton support.

b) présenter une durabilité par rapport aux conditions environnementales:

- les principaux agents agressifs participant au phénomène de corrosion des armatures à prendre en compte pour l'environnement sont :

· Les chlorures.

· Les sulfates.

· Le gaz carbonique.

· L'oxygène.

- les vecteurs de ces agents agressifs sont l'air et l'eau.

- comme tout béton réalisé selon les règles de l'art, les produits de renforcement doivent donc présenter une compacité permettant d'obtenir une imperméabilité garantie de:

- La résistance à la carbonatation, c'est-à-dire à la pénétration du gaz carbonique contenu dans l'air qui, lorsqu'il entrera en contact avec les armatures, provoquera leur corrosion. Cette caractéristique est étroitement liée, outre l'aspect formulation du produit de renforcement, à la qualité de sa mise en œuvre et à la mise en place.

-La résistance aux sulfates apportés soit par l'eau de mer, soit par l'eau présente dans des sols riches en gypse, ou par le sel de déverglaçage utilisé en hiver. Dans un milieu alcalin comme le béton, la présence de sulfates provoque la formation d'hydrates expansifs (ettringite) entraînant, à terme, la ruine du béton. Il faut tenir compte de cet élément pour la formulation du produit de renforcement fabriqué en usine ou sur chantier, en choisissant les ciments adaptés.

- La résistance aux chlorures apportées essentiellement par l'eau de mer, et le sel de déverglaçage, les chlorures migrant dans le béton se transforment en acide chlorhydrique provoquant la corrosion des armatures.

- La résistance aux cycles de gel et dégel, est indispensable, ainsi pour de tels produits de renforcement à base de liant hydraulique, une exigence d'un entraîneur d'air s'avère nécessaire.

II.3 Réparation des fissures

Les fissures fonctionnelles ne nécessitent aucun traitement dans la mesure où les sollicitations restent dans les limites prise en compte dans les calculs et que le fonctionnement réel des ouvrages est cohérent avec la modélisation initialement retenue.

Si tel n'est pas le cas, il faut d'abord consolider ou modifier les éléments concernés de façon à obtenir un fonctionnement correct [6].

Les fissures accidentelles doivent en général être traitées, surtout si leur ouverture dépasse les limites indiquées précédemment. Les choix du procédé de traitement dépendent principalement.

De l'objectif recherché, éviter la corrosion des armatures, empêcher l'eau de traverser une paroi, corriger un défaut d'aspect extérieur, etc....

Les principales solutions envisageables sont:

- Pontage ou revêtement protecteur en surface:

Il s'agit de supprimer le défaut de protection des armatures par un revêtement, partiel ou global, imperméable ou étanche. Ces types de revêtement sont principalement des produits à base de résines plastiques appliquées en couches minces.

- Rebouchage des fissures:

Cette solution peut être retenue pour des fissures très ouvertes. Il est cependant nécessaire de les élargir pour assurer la pénétration des produits de calfeutrement. Les fissures sont élargies par repiquage ou meulage. Un dépoussiérage soigné doit être effectué, en abondance d'eau.

Le rebouchage doit être réalisé avec une pâte de ciment additionné de résines ou avec des mastics adéquats.

- Injection des fissures:

Cette opération nécessite le nettoyage préalable des fissures au moyen d'un jet d'eau sous pression éventuellement additionné d'un détergent, selon le produit injecté, coulis de ciment ou résines synthétiques, les fissures doivent être humidifiées ou au contraire parfaitement sèches.



Figure II.1 Fissures d'une poutre.

II.4 Rajout d'armatures complémentaires

II.4.1 Introduction

Il s'agit là d'enlever le béton dans les zones où les aciers sont corrodés. Les armatures existantes conservées doivent être bien soignées afin d'éviter une continuité de leurs dégradations.

Les armatures complémentaires doivent s'opposer à la fissuration et contribuer à la résistance des sections ainsi renforcées.

La liaison s'effectue par soudure ou bien par scellement tout en respectant les longueurs de recouvrement et d'ancrage.

La géométrie d'origine doit être régénérée avec des mortiers riches pour augmenter l'adhérence et la résistance mécanique de sections finales.

II.4.2 Mise en place des armatures complémentaires

A cette étape des travaux, un contrôle du diamètre résiduel des armatures les plus fortement attaquées sera effectué (à l'aide d'un pied à coulisse par exemple).

Les armatures supplémentaires de même nature seront mises en place, par scellement, soudure, ou des systèmes explicite de fixation (cheville, tiges collées, boulonnage), afin de restituer la section initiale, avec une tolérance de 5%, en tenant compte des longueurs d'ancrage et de recouvrement, et des armatures de couture. Dans le cas de soudure, celles-ci devront être effectuées, selon les normes en vigueur, après que la soudabilité de l'acier ait été vérifiée.

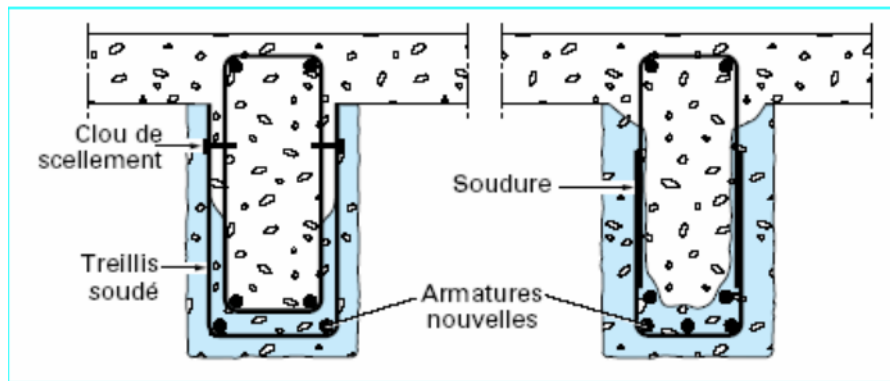


Figure II.2 Réparation de poutre par adjonction d'armature.

II.4.3 Protection des armatures

La protection des armatures consiste à appliquer sur toute la surface de celles qui sont dégagées, un produit assurant une protection vis-à-vis de la corrosion. Ce traitement n'est réellement nécessaire que si, pour des raisons techniques, l'enrobage final ne peut pas avoir la valeur prévue dans les règlements, pour un environnement donné. Il est également fonction de la nature du produit de reconstitution du parement.

On devra également s'assurer de la compatibilité avec les traitements ultérieurs (électriques notamment). Cette application doit suivre immédiatement le décapage, car l'oxydation des armatures risque de s'amorcer et de compromettre la bonne tenue de la réparation [5].

II.4.4 Réfection des bétons

La réfection des bétons consiste à rétablir l'enrobage des armatures par la mise en œuvre d'un mortier riche. Ce dernier doit respecter les critères :

- De la tenue d'aplomb de l'élément.
- D'une résistance mécanique supérieure ou égale au béton support.
- D'adhérence supérieure ou égale à la cohésion du support.
- D'imperméabilité à l'eau et aux agents agressifs.
- D'un coefficient de dilatation thermique équivalent au béton support.
- D'une bonne protection d'aciers.

Ces critères sont assurés par l'utilisation de mortiers à base de résine pour améliorer les propriétés de l'apport, surtout lorsqu'il réagit dans la partie de l'interface où il y a plusieurs phénomènes tels que: l'influence du retrait en terme de glissement sur l'interface du béton initial et le béton nouveau.

Ce type de réparation demande généralement, pour être efficace, une augmentation non négligeable des dimensions des éléments de structure et l'emploi d'un volume relativement

important de matériaux, ce qui n'est plaisant ni sous l'aspect économique, ni sous l'aspect esthétique, dans le cas de structures de façades [7] [8].



Figure II.3 Renforcement d'une poutre par adjonction d'armatures additionnelles en sa partie Inférieure.

II.5 Béton Projeté

II.5.1 Introduction

La technique de projection du béton a d'abord été utilisée pour réparer des structures endommagées et conforter des tunnels.

Cette technique a ensuite bénéficié de nombreuses évolutions pour être actuellement utilisée de façon courante en réparation et renforcement d'ouvrages, afin de mettre en place des matériaux lorsque les moyen traditionnels de mise en œuvre s'avèrent moins adaptés ou plus couteux.

Il existe deux techniques principales de projection du béton, dont la différence principale réside dans la chronologie des opérations élémentaires: une projection par voie sèche (avec ou sans prémouillage) et une projection par voie mouillée (à flux dilué ou à flux dense).

La plupart des adjuvants et additions utilisés dans la fabrication des bétons mis en place par coulage peuvent être incorporés dans le béton projeté.

La nature de ces ajouts est à adapter au mode de projection utilisé. En fait, la plupart des matériaux employés, pour fabriquer des bétons spéciaux mis en oeuvre par coulage sont utilisables pour élaborer des bétons projetés particuliers:

- Les bétons projetés léger à base de granulats légers (argiles ou schiste expansé).

- Les bétons projetés de fibres à base de fibres métalliques, mais aussi à base de fibres de verre.

- Les bétons projetés avec incorporation de fumé de silice.

Il y'a lieu de faire une distinction entre le béton et le mortier projeté utilisés en réparation de structure. La dimension maximale des granulats utilisés permet de différencier le mortier du béton.

- Le mortier à des granulats dont la dimension est inférieur ou égale à 5 mm.

- Le béton contient des granulats dont la dimension peut aller jusqu'à 16 mm en voie sèche et 12 mm en voie mouillée, ces valeurs sont celles actuellement compatibles avec le matériel couramment utilisé et correspondant à celle du mélange avant projection.

- Le terme "béton projeté" peut alors parfaite exagérée, quand la valeur de dimension des granulats du béton est de l'ordre de 6 à 8mm, car il s'agit en fait d'un "micro-béton".

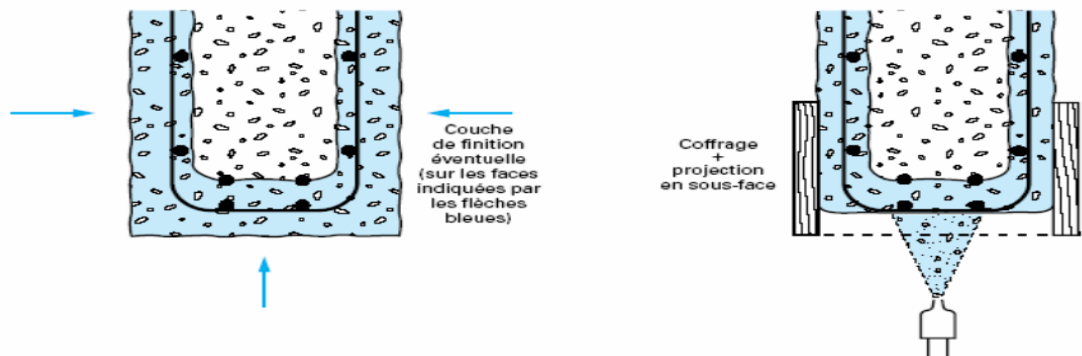


Figure II.4 Réparation de poutre par béton projeté.

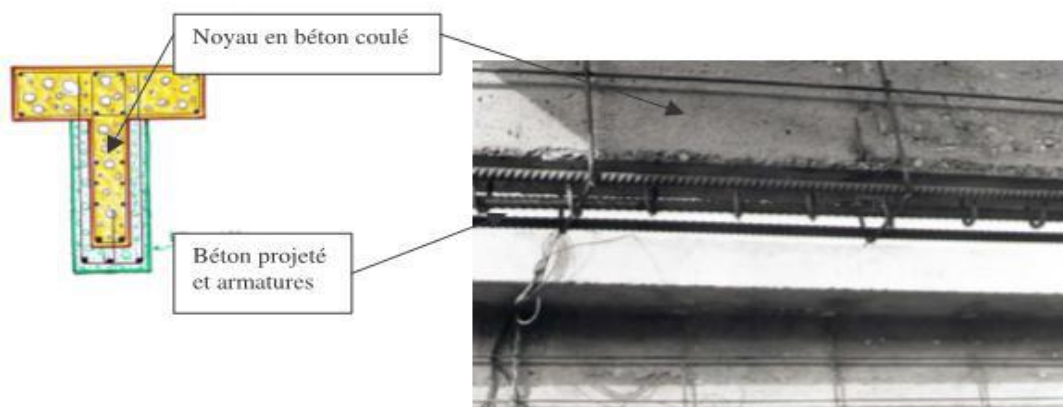


Figure II.5 Renforcement d'une poutre au moyen de béton projeté.

II.5.2 projection d'un béton avec un ajout d'armatures

Lorsqu'il s'agit de réparation ou de renforcement structural, l'étude doit comporter une étude de fonctionnement de la structure et des conditions dans lesquelles sont repris les efforts tant à vide que sous charges d'exploitation, pendant et après les travaux.

Dans les cas d'un renforcement avec un ajout d'armatures, il convient de préciser les conditions de mise en charge de l'élément à renforcer soit sous l'effet des charges d'exploitation seules, soit sous l'effet des charges permanentes. Si nous prenons l'exemple d'un poteau dégradé qui nécessite un renforcement, il peut être intéressant de faire participer le béton projeté à la reprise des charges permanentes, pour cela, il est nécessaire de précéder à un étalement du poteau accompagné d'un vérinage actif, de placer les aciers de renfort, de projeter le béton, puis de décroître.

Pour reconstituer des sections précises de béton ou pour dresser des arrêtes, il est souvent nécessaire d'utiliser des coffrages, ceux-ci constituent cependant des obstacles qui gênent la projection et qui peuvent provoquer la formation de zones mal compactées, en raison d'un piégeage de rebonds dans les angles.

Il est donc préférable de procéder d'abord à l'enrobage des aciers, puis de ne mettre en place les coffrages que pour la projection de la couche de finition.

Il a été vérifié que lorsque les règles de l'art relatives à l'exécution du béton projeté sont respectées, le plan de liaison entre béton projeté et béton support ne constitue pas systématiquement un plan de faiblesse. Dans la grande majorité des cas, la rupture se produit soit dans le béton support, soit dans le béton projeté. Cet essai permet de définir les conditions d'acceptation d'une réparation par béton projeté du point de vue de son adhérence sur le support, cette adhérence est ainsi jugée satisfaisante [8].

II.5.3 Description des deux méthodes

II.5.3.1 Projection par voie sèche

La vitesse des éléments du mélange à la sortie de la lance est de l'ordre de 100 m/s.

Elle décroît plus rapidement pour les éléments de faible masse (eau- fines -ciment) que pour les gros granulats. Il se forme alors sur la surface d'application une fine couche de pâte formée par l'eau et le ciment, qui retient instantanément les granulats fines, mais sur laquelle les gros granulats commencent par rebondir, au fur et à mesure de son épaissement, cette couche est « martelée » par les gros granulats qu'elle finit par retenir, ce qui donne:

- Un serrage énergétique dû à la grande vitesse de projection.

- Une bonne adhérence due à la richesse en ciment dans la zone au contact de la surface d'application.

Du fait de l'enrichissement en ciment au voisinage de la surface, le dosage initial en ciment peut être limité. Toute fois les normes préconisent un dosage pas moins de 280 kg/m³ de ciment ayant une résistance à la compression supérieure à 25 MPA.

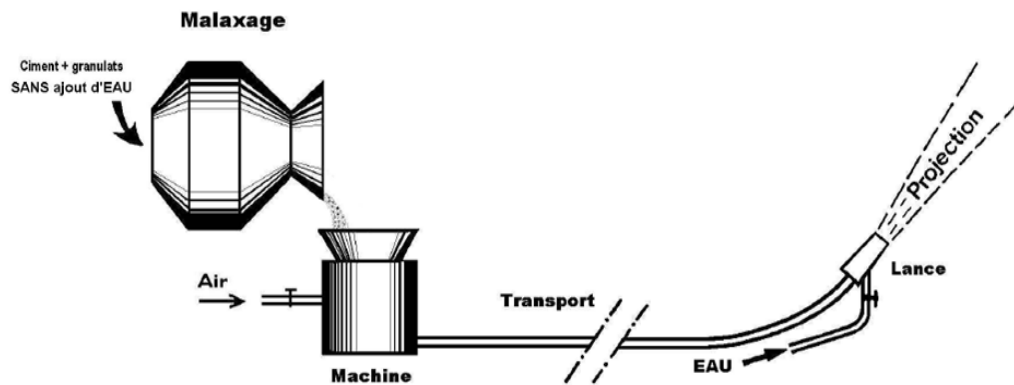


Figure II.6 Principe de la voie sèche.

II.5.3.2 Projection par voie mouillée

La vitesse de transport et de projection est inférieure à 1m/s, nettement plus faible que dans le cas d'une projection à voie sèche. Le mélange ayant sa composition définitive au passage de la lance, il n'y a pas de surdosage dans la zone de contact avec la surface d'application.

Pour obtenir des performances mécaniques équivalentes à celles d'un béton projeté par voie sèche, il est nécessaire d'augmenter le dosage en ciment. L'emploi d'adjuvants permet d'obtenir

La maniabilité désirée, avec un dosage en eau aussi faible que possible, une telle consistance du béton exigera un affaissement au cône correspondant, de l'ordre de 12 cm.

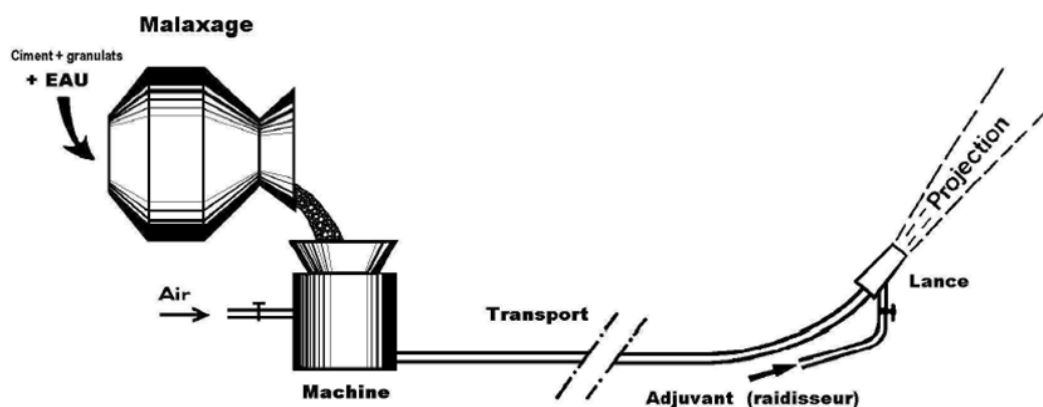


Figure II.7 Principe de la voie mouillée.

II.5.4 Avantages des deux méthodes

a) Par voie sèche

- possibilité d'utiliser des granulats de grande dimension (15 à 20 mm).
- Un dosage relativement faible en ciment.
- Un faible rapport E/C.
- Un compactage énergétique, d'où la réduction du retrait.
- Une bonne adhérence sur le support.
- Une pénétration en grande profondeur dans les pores.
- Une éventuelle projection en plafond sans accélérateur de prise ou durcisseur.

b) Par voie mouillée

- Composition uniforme de la couche projetée.
- Pas de rebondissement violent.
- Pas de production de poussières.

II.5.5 Inconvénients des deux méthodes

a) Par voie sèche

- Pertes de volume du béton projeté importantes par rebondissement.
- Production de poussières.

b) Par voie mouillée

- Dosage en eau et en ciment plus élevé pour assurer une plasticité nécessaire.
- Compactage faible.
- Nécessité d'accélérateurs de prise.

II.6 Augmentation des sections par un béton additif

II.6.1 Introduction

Le procédé classique dont l'efficacité a été largement vérifiée par l'expérience, consiste à chemiser l'élément en augmentant sa section par mise en œuvre d'une épaisseur de béton sur tout le périmètre de l'élément primitif. L'utilisation d'un micro-béton, autocompactable, pour remplir les interstices sans mode de vibration, peut s'avérer essentielle.

La préparation du support est très importante, il est donc nécessaire de faire des décaissés dans le béton pour améliorer la transmission des efforts, de traiter les surfaces avec

une peinture primaire de résine époxy. Ces décaissés seront remplis en béton avant le séchage des résines.

S'il s'agit d'un renforcement avec armatures, il faudra mettre cette armature en place et réaliser le bétonnage par coulage ou pompage.

Le béton devra être traité avec des adjuvants pour éviter la vibration et le compactage. Lorsqu'il n'est pas possible de faire un chemisage complet des éléments pour le cas des façades, il faut recourir à d'autres procédés : renforcement par plaques métalliques ou bien l'épaississement de l'élément en béton sur deux faces opposées.

Les éléments de renfort doivent être ancrés dans le béton primitif : soit par boulonnage pour le cas des platines métalliques, soit par ancrage pour le cas de béton additif.

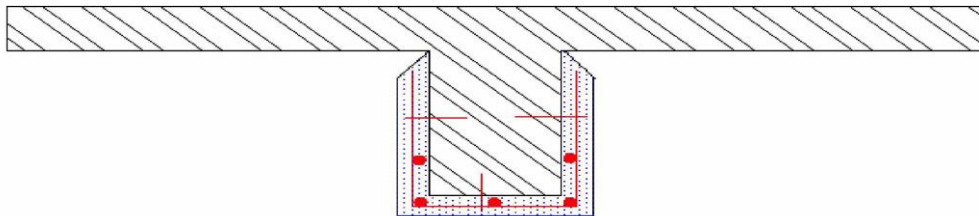


Figure II.8 Renforcement d'une poutre par chemisage.

II.6.2 Adhérence entre les deux bétons

L'adhérence représente la résistance au cisaillement, en l'absence d'un effort de compression normal sur cette interface et d'une armature de couture qui la traverserait.

Cette adhérence est due essentiellement à une liaison chimique entre le béton existant et le nouveau béton. La valeur maximale de l'adhérence est atteinte pour des valeurs de glissement d'environ 0,01 à 0,02 mm et est maintenue pratiquement constante jusqu'à des valeurs de glissement de l'ordre de 0,05 mm [11].



Figure II.9 Renforcement d'une poutre avec chemisage en béton armé.

Le principal problème est que les dimensions augmentent de manière considérable, ce pourquoi dans quelque élément il sera impossible de l'effectuer. En outre ce qui est encombré du béton dans la chemise est complexe non seulement par la technique mais aussi par la composition de ce dernier, parce qu'il doit garantir un bon attachement avec le béton de la poutre. Parfois on effectue un certain traitement préalable pour faciliter la création d'une assemblée optimale. Ce système permet un accroissement de jusqu'à 60 % de la capacité de flexion.

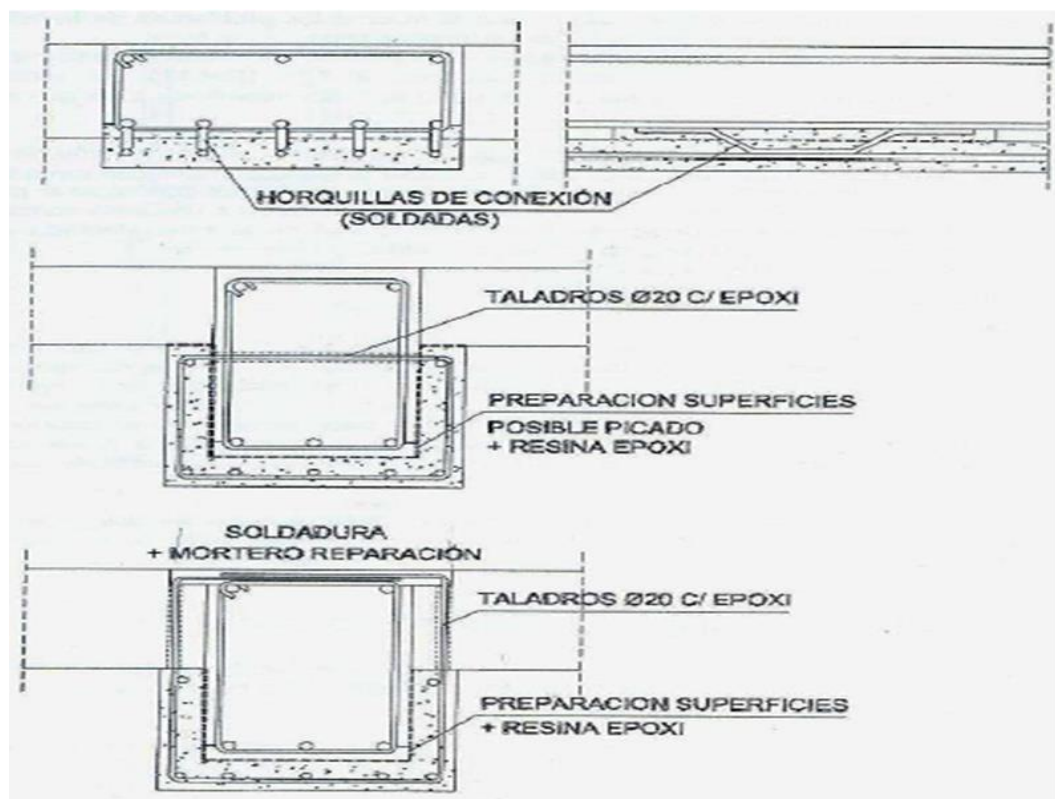


Figure II.10 Renfort de poutres par enrobage [12].

II.6.3 Les inconvénients de chemisage

Les inconvénients de renforcement par béton additionnel sont résumés dans l'organigramme ci-dessous comme suit:

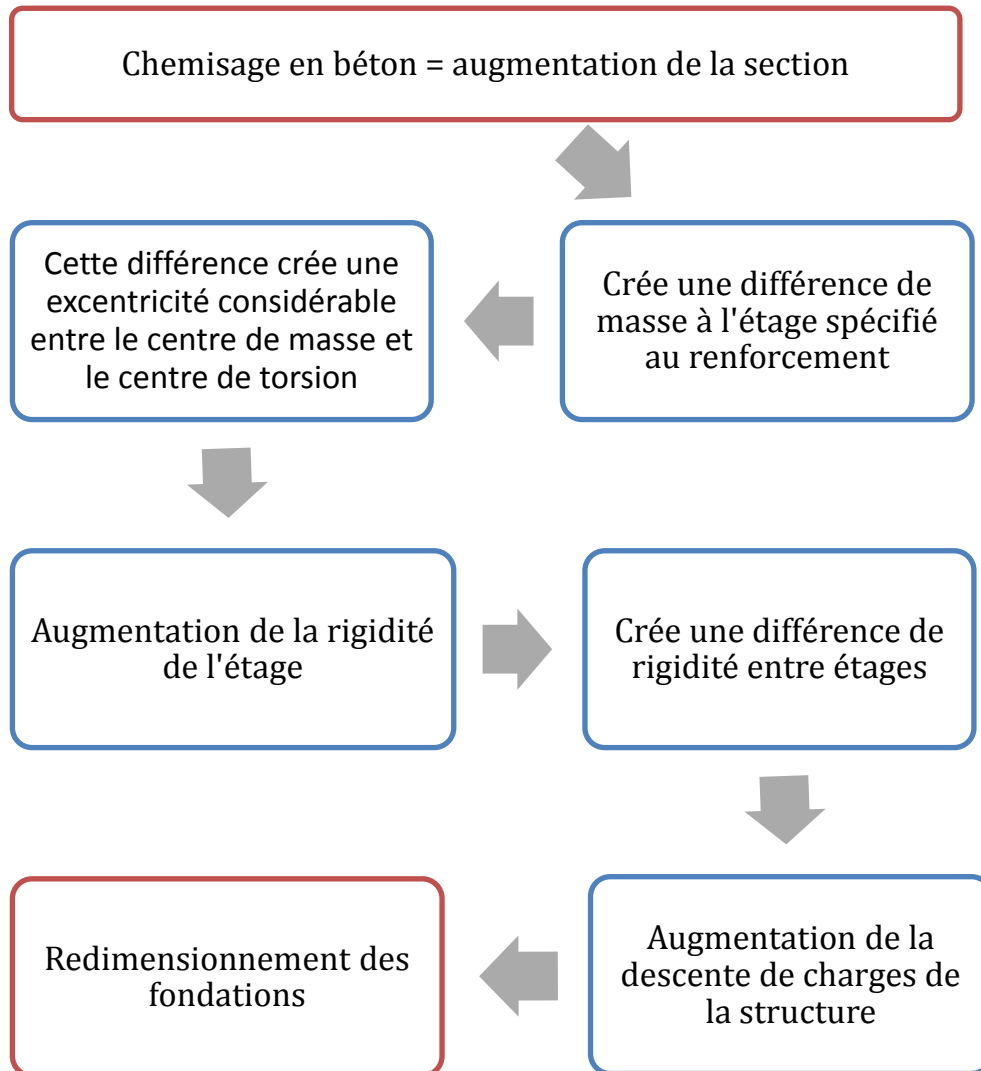


Figure II.11 Organigramme de processus de chemisage en béton armé.

II.6.4 Conclusion

Le renforcement d'un élément par l'augmentation de sa section influe directement sur la masse de toute la structure, par contre l'utilisation des métaux ou de matériaux composites permet de renforcer les éléments concernés, à cause de leur légèreté relative.

II.7 Renforcement par platines métalliques

II.7.1 Introduction

Ce type de renforcement consiste à pallier les insuffisances locales ou globales des structures en béton par des tôles d'acier, collées en surface du béton.

Cette surface de béton doit subir avant tout, une préparation soignée ayant pour objet d'éliminer de la surface toutes les parties peu adhérentes et de supprimer les imperfections locales afin de la rendre la plus plane possible.

II.7.2 Les matériaux utilisés

a) La colle

C'est une résine époxy choisie pour ses propriétés d'adhérence sur l'acier ainsi que sur le béton.

Le film résiduel de la colle doit être de faible épaisseur et d'une rigidité suffisante pour transmettre intégralement par adhérence les efforts à la tôle. Cette rigidité étant réduite par une augmentation de température, des précautions spéciales doivent être prises dans le cas de structures soumises à des températures élevées.

La colle n'apporte pas de résistance mécanique, mais doit transmettre les efforts.

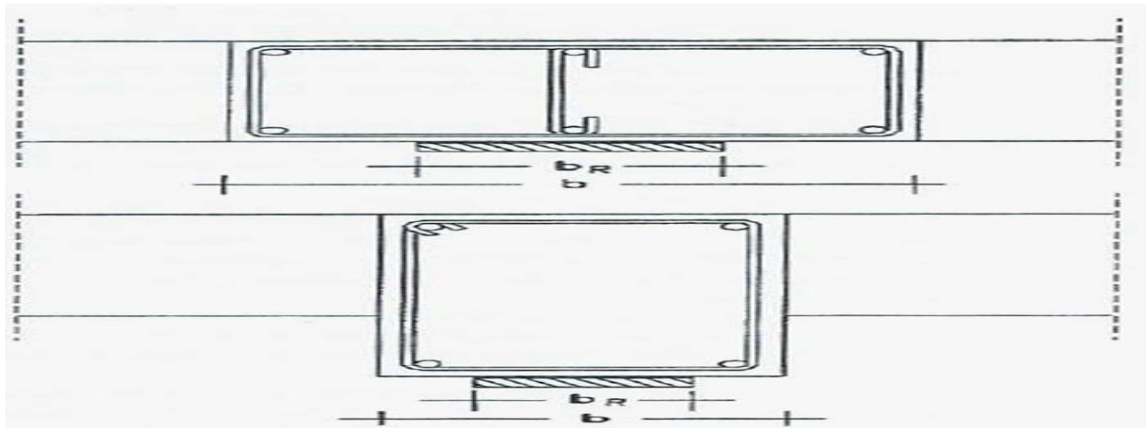
b) La tôle

Les tôles d'aciers sont généralement de qualité courante, leur épaisseur est limitée à 3mm de façon à leur permettre de suivre la courbure du support.

Si des sections d'acier plus importantes sont nécessaires, il est préférable de superposer des tôles plutôt que d'augmenter l'épaisseur dans le but d'épouser l'allure de la déformée de la section de béton renforcé (exemple: ressorts à lames des camions) [7].

De nombreuses expériences ont démontré que ce système permet des accroissements de résistance en flexion entre 30 et 50% [10].

Le schéma suivant présente de manière simple les détails du renfort :



- Augmentation de la capacité de flexion maximale recommandée du 50-70%
- traitement avec appropriée (de préférence sablé).
- utiliser des adhésifs époxy spécifiques avec une épaisseur réduite (maximum 1 mm).
- épaisseur maximale de la bande de renforcement en acier entre 5 et 6 mm.
- limiter la largeur maximale de la bande de renfort ($b_R < 0,5b$)

Figure II.12 Renfort par plaque d'acier [6].

II.7.3 La mise en œuvre des plats collés

- Pour parvenir à des fins de mise en œuvre correcte, il est impérativement souhaitable à procéder à un sablage, permettant une préparation d'une grande surface de collage, sans attaquer en profondeur les parements.

- Un mortier de ragréage est destiné à pallier, dans certains endroits, le manque d'enrobage des armatures internes ou bien à replanir les surfaces, sans pour autant dépasser les 20 % des surfaces destinées au collage.

- La colle est général une résine époxy choisi pour ses propriétés d'adhérence à l'acier et au béton. Une attention particulière doit être accordée aux conditions atmosphériques environnant le site lors de la mise en œuvre des tôles.

- La colle n'apporte pas de résistance mécanique, mais transmet fortement les efforts.

- Les tôles ou platines de renfort, constituées, dans la plupart des cas, de tôles en acier. Ces tôles possèdent une épaisseur de 3 à 5 mm et doivent subir toute leur préparation en usine (découpage- Pré assemblage si besoin, abattage des arrêtes ainsi qu'un éventuel sablage) pour avoir une bonne tenue de l'adhérence entre l'acier et la colle.

- Les tôles doivent être protégées en utilisant une pellicule, de même nature que celle qui doit être appliquée avant encollage.

- La protection des aciers contre la corrosion sur leur face visible doit être assurée. En fin des travaux les aciers doivent être protégés contre la corrosion.

- Après l'enlèvement de vernis de protection ou de primaire de protection, la colle est étalée sur tôle et sur la surface du béton l'épaisseur minimale mise en oeuvre sur chaque face est de l'ordre du millimètre.

- Le dispositif de serrage peut, suivant le cas, être constitué de serre-joints, de barres filetées transvasant l'élément à renforcer, doit permettre d'appliquer sur toute la tôle une pression voisine de 4 N/mm^2 durant toute la durée de polymérisation de la colle.

II.7.4 Avantages et inconvénients de Bandes d'acier collées

- **Avantages**

- Il n'exige que des interventions mineures sur la structure.
- Les renforts sont peu encombrants.
- Il est d'un emploi souple.

- **Inconvénients**

- Impossibilité de généraliser cette technique à des surfaces importantes (masse manipulées trop importantes), ce qui limite d'autant les possibilités de réparation.
- La durabilité vis-à-vis de la corrosion et la fatigue pose problème.
- Nécessité d'une préparation spécifique de la surface à traiter (la raideur des tôles nécessite une surface parfaitement plane pour assurer l'uniformité de l'épaisseur de l'adhésif).
- Les longueurs sont limitées.
- Le transport n'est pas toujours aisé.

II.7.5 Conclusion

La technique des tôles collées, qui fut utilisée d'abord dans le domaine du bâtiment industriel, s'est très vite répandue dans le domaine du génie civil où dans bien des cas, elle a permis soit d'accroître la capacité portante d'une structure, présentant des insuffisances de résistance .

L'utilisation de ce type de renforcement devrait voir son emploi augmenté avec des recherches menés sur d'autres matériaux nouveaux pour remplacer l'acier.

II.8 Réparation ou renforcement par précontrainte additionnelle

II.8.1 Introduction

La précontrainte additionnelle s'est imposé dans le renforcement ou la réparation, tant des ouvrages d'art que des bâtiments, mieux même, les progrès technologiques accomplis dans le domaine de la réparation ont fait évoluer la conception du câblage puisque ils sont conçus, de nos jours, avec une précontraintes partiellement ou totalement extérieure.

Sur le plan mécanique, la précontraintes additionnelle extérieure se caractérise par de faibles pertes de tension par frottements, la possibilité d'ajuster assez facilement le tracé des câbles en fonction des effets recherchés.

Sur le plan pratique, elle offre une assez grande facilité d'installation et la possibilité d'un contrôle efficace de l'exécution, en au droit des raccordements de conduits de précontrainte, c'est particulièrement vrai pour l'incorporation des câble qui, lorsque elle est préconisée, est simplifiée puisque l'on dispose, d'un accès facile aux points hauts et bas du tracé.

Compte tenu de son efficacité et de sa souplesse de mise en oeuvre, la précontrainte additionnelle peut être employée pour renforcer et/ou répare une grande variété d'ouvrage (ponts, barrages, réservoir, silos...) ou éléments structuraux tels: dalles de plancher ou poutres.

II.8.2 Conception d'une précontrainte additionnelle

a) Aspect général

La conception d'un câblage additionnelle, lorsque des dispositions spéciales n'ont pas été prévues au moment du projet initial, doit être étudiée en intégrant, dans la flexion de l'étude trois aspects essentiels:

- L'injection et l'obturation des fissures.
- Prise en compte du changement éventuel du schéma statique de la structure ou l'élément structural concerné.
- Préconisation de la démontrabilité de la précontrainte.

b) L'injection des fissures

Les ouvrages à répare présentent généralement des fissures d'ouverture variable.

Il convient donc, dans tous les cas, d'injecter préalablement les fissures, même si cette opération est longue, pour amoindrir les effets de la non-linéarité et reconstituer, dans la mesure du possible, un solide élastique et homogène.

La précontrainte ne peut, à elle seule, refermer les fissures car, d'une part, les grains de béton ont pu se détacher au moment de l'ouverture des fissures et modifier la conjugaison des lèvres.

Ces grains, sous l'effet de la précontrainte additionnelle, peuvent créer des points durs et perturber le passage des efforts en l'absence d'injection préalable des fissures.

c) Changement du schéma statique

Il est rare que l'on cherche à modifier le schéma statique initial théorique d'une structure, en la renforçant ou en la réparant, indépendamment de l'évolution du schéma statique réel due à la fissuration.

d) Démontage de la précontrainte

Dans tous les cas, la précontrainte additionnelle doit être démontable pour pouvoir être facilement remplacée en cas de défaillance. Il peut arriver qu'on la souhaite réglable pour contrôler, dans le temps, l'effort de précontrainte additionnelle appliquée et optimiser l'efficacité de la réparation.

La démontrabilité soit possible et pratique, tous les points singuliers du câblage additionnelle, doivent être étudiés dans cette optique tels les zones d'ancrages, les traversés d'entretoises, les bossages ainsi que les déviateurs de câbles ...etc [6].

II.8-3 Les différents tracés de la précontrainte additionnelle

Le tracé des armatures de précontrainte additionnelle peut être rectiligne ou polygonal. Un câblage rectiligne est plus pratique et aussi facile à le mettre en œuvre et les pertes d'effort par effet de frottement sont localisées au voisinage des zones d'ancrages, et sont de faibles estimations [7].

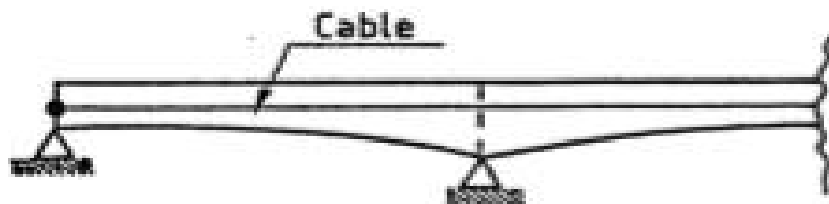


Figure II.13 le tracé rectiligne.

Par contre le tracé polygonal qui consiste à dévier les câbles, de façon à optimiser l'effet du précontraint tant sur le plan de la résistance en flexion que sur celui de la résistance à l'effort tranchant.

Les pertes par frottement sont un peu plus fortes que dans le cas d'un tracé rectiligne, tout en restant modérées, et la mise en œuvre est plus compliquée, à cause de la confection des déviateurs, mais c'est la conception la plus courante [13].

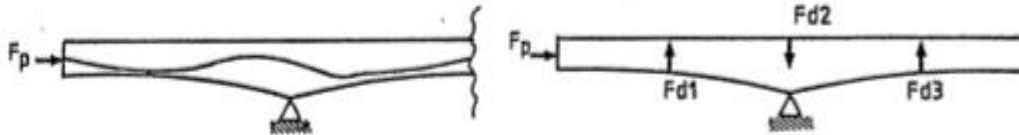


Figure II.14 Le tracé polygonal.

II.8.4 Avantages et inconvénients de la précontrainte additionnelle

- **Avantages**

- Une compensation partielle ou complète des actions des charges.
- Une économie appréciable des matériaux.
- Les grands portés sont réparables.
- Une réduction des risques de corrosion.

- **Inconvénients**

- La nécessité de matériaux spécifiques (comme les vérins).
- La nécessité de main d'œuvre qualifié.
- La nécessité d'équipements particuliers.
- Risque de rupture à vide par excès de compression.
- Un calcul relativement complexe.

II.8.5 Conclusion

Vus que les matériaux composites aient une grande flexibilité en s'adaptant aux formes géométriques les plus complexes des éléments renforcés, et pour leur légèreté par rapport aux aciers, leur facilités de manutention, de transport et de mise en œuvre sur site, ainsi que leurs résistance mécanique assez importante que les autres moyens de renforcements.

Ces multiples avantages, mécanique et physico-chimique permet l'utilisation des matériaux composites comme méthode de renforcement et de réhabilitation des structures en béton armé, l'application de tissus ou lamelles en PRFC (polymère renforcé en fibre de carbone) est une alternative intéressante aux méthodes de réparation conventionnelle.

C'est pour cette raison que le choix de renforcement à l'aide de matériaux composites (Polymère Renforcé en Fibre de Carbone) de l'élément à renforcer dont a fait l'objet de cette étude est jugé favorable.

II.9 Adjonction de matériaux composites (Polymères Renforcés en Fibres)

II.9.1 Introduction

Le renforcement des structures par collage de tôle d'acier, resté favori dans le bâtiment, n'a connu qu'un développement limité dans le domaine du génie civil.

Afin d'affranchir de ce type de renfort, les groupe de recherches ont entrepris d'autres actions en utilisant d'autres matériaux appelés: matériaux composites.

Cette voie est plus prometteuse, et consiste à développer une technique permettant le renforcement des structures en béton, en acier par imprégnation et collage d'un tissu sec à base de fibres; (Un Polymère Renforcé en Fibre de Carbone PRFC).

II.9.2 Définitions et avantages

Les fibres utilisées généralement dans le domaine du génie civil sont les fibres de carbone.

Ces fibres sont obtenues par pyrolyse de fibres organiques, réticulées et orientées en atmosphère contrôlé.

Elles s'utilisent essentiellement sous forme de matériaux composites pour conférer au produit fini le meilleur des propriétés physiques, statiques et dynamiques.

Ces matériaux présentent une contrainte de rupture très élevés pour une densité cinq fois moindre que celle de l'acier.

Les composites issus de fibres de carbone bénéficient sans équivalent et de propriété physiques très étendues :

- Grande résistance en traction (avec haut module d'élasticité).
- Grande résistance à la fatigue.
- Légèreté.
- Grande résistance à l'usure.

- Absorption des vibrations.
- Grande résistance à la corrosion.

II.9.3 Propriétés du tissu et de la résine de collage

D'un transport et d'une manutention faciles, le tissu ne pèse que 0.8 Kg/m^2 , le tissu en fibre de carbone peut être aisément découpé sur place à la forme désirée, sa mise en œuvre n'exige qu'un échafaudage léger.

A l'inverse des tôles d'acier, le TFC (Tissu de Fibre de Carbone) ne nécessite aucune pression de contact pendant le durcissement de la résine.



Figure II.15 Collage en résine.

Sa faible épaisseur, de l'ordre de 1 mm, permet son entrainement en traction par la résine durcie, sans flexion parasite.

La résine est utilisée à double fin, elle réalise à la fois l'imprégnation du tissu et son collage au support. Il en résulte, d'une part, une grande simplicité de mise en œuvre et, d'autre part, un fonctionnement mécanique amélioré, le renfort ne comportant qu'une seule surface de contact.

La résine peut être appliquée sur un support humide, après mélange de deux composants, sa durée de prise et de durcissement est de quelques heures; cette durée varie faiblement en fonction de la température [7].

II.9.4 Procédures de la mise en œuvre

Dans le cas du béton, il convient d'effectuer un sablage à sec en vue d'obtenir un état de surface rugueux et uniforme en tous points avec des reliefs d'impact compris entre 0.5 et 1 mm, les dépôts de poussière et les particules non adhérentes sont éliminés par un broyage, ainsi qu'un chanfreinage des arêtes vives.

L'application de la couche de résine s'effectue au moyen d'un rouleau à poils de façon à atteindre un dépôt moyen de 0.7 Kg/m^2 , le tissu est ensuite appliqué, si nécessaire, il est possible de juxtaposer plusieurs bandes bord à bord. Puis une couche d'imprégnation de même résine. si nécessaire, cette opération peut être renouvelée avec une deuxième couche de TFC.



Figure II.16 Renforcement d'une poutre au moyen de matériaux composites.

II.9.5 Conclusion

L'analyse du renforcement à l'aide de TFC, à montrer que le cout du matériau, supérieur à celui de la tôle d'acier, est largement compensé par l'économie réalisée sur les temps de main d'œuvre et la mobilisation du matériel.

II.10 Conclusion et choix de la méthode de renforcement

Vus que les matériaux composites aient une grande flexibilité en s'adaptant au formes géométriques les plus complexes des éléments renforcés, et pour leur légèreté par rapport aux aciers, leur facilités de manutention, de transport et de mise en œuvre sur site, ainsi que leurs résistance mécanique assez importante que les autres moyens de renforcements.

Ces multiples avantages, mécanique et physico-chimique permet l'utilisation des matériaux composites comme méthode de renforcement et de réhabilitation des structures en béton armé, l'application de tissus ou lamelles en PRFC (Polymère Renforcé en Fibre de Carbone) est une alternative intéressante aux méthodes de réparation conventionnelle.

C'est pour cette raison que le choix de renforcement à l'aide de matériaux composites (Polymère Renforcé en Fibre de Carbone) de l'élément à renforcer dont a fait l'objet de cette étude est jugé favorable.

Chapitre III

Etude et vérification d'un
bâtiment existant

III.1 Description de l'ouvrage

L'ouvrage à étudier est un bâtiment d'habitation. Il est composé d'un rez-de-chaussée, et de 05 niveaux. Il est implanté dans la **wilaya de Guelma**.

Suivant les règles parasismiques algériennes 99/version 2003 notre ouvrage est situé dans une zone de sismicité moyenne (zone IIa).

Le bâtiment appartient au groupe 2 : bâtiment d'habitation (rez de chaussé + 5étages).

- Le sol du site est classé dans la catégorie S2.
- Le contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2.1$ bars.

Caractéristiques géométriques

Dimension en élévation

- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère $H_t = 18.36$ m
- Hauteur de rez-de chaussé $H = 3.06$ m
- Hauteur d'étages courants $H = 3.06$ m

Dimensions en plan

- Longueur du bâtiment $L_x = 18.50$ m.
- Largeur du bâtiment $L_y = 10.00$ m.

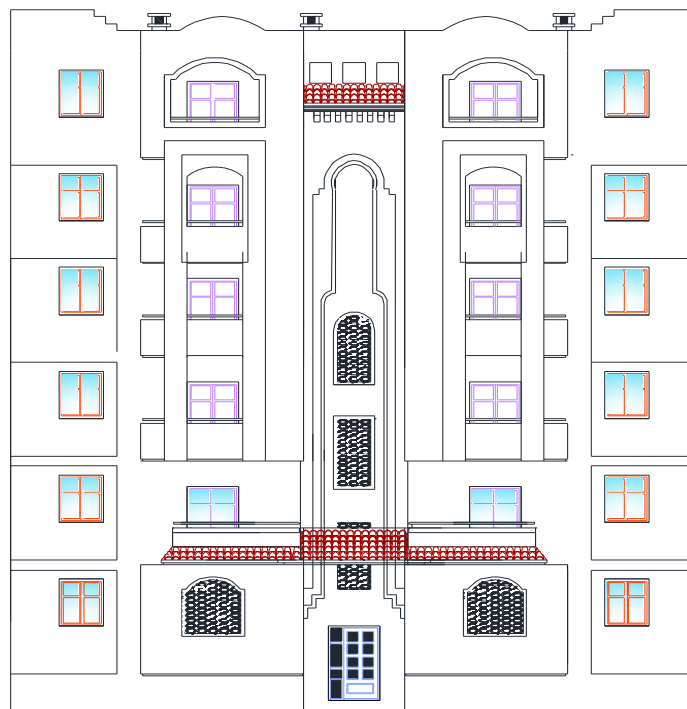


Figure III.1 Façade principale de la structure.

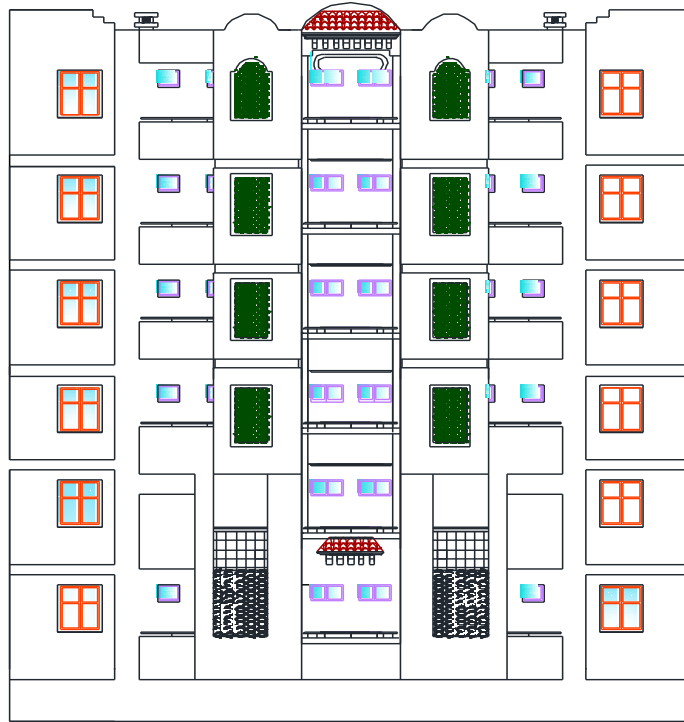
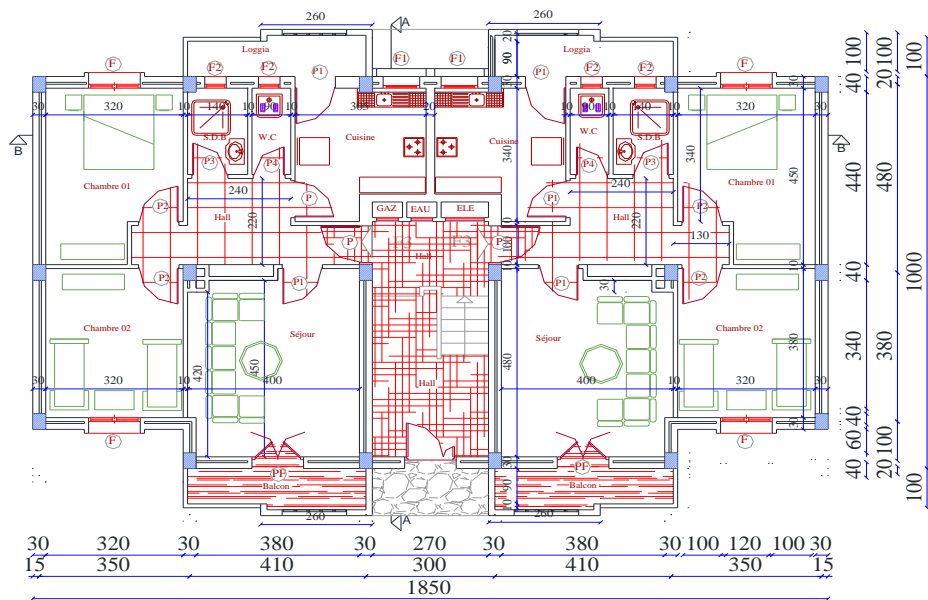
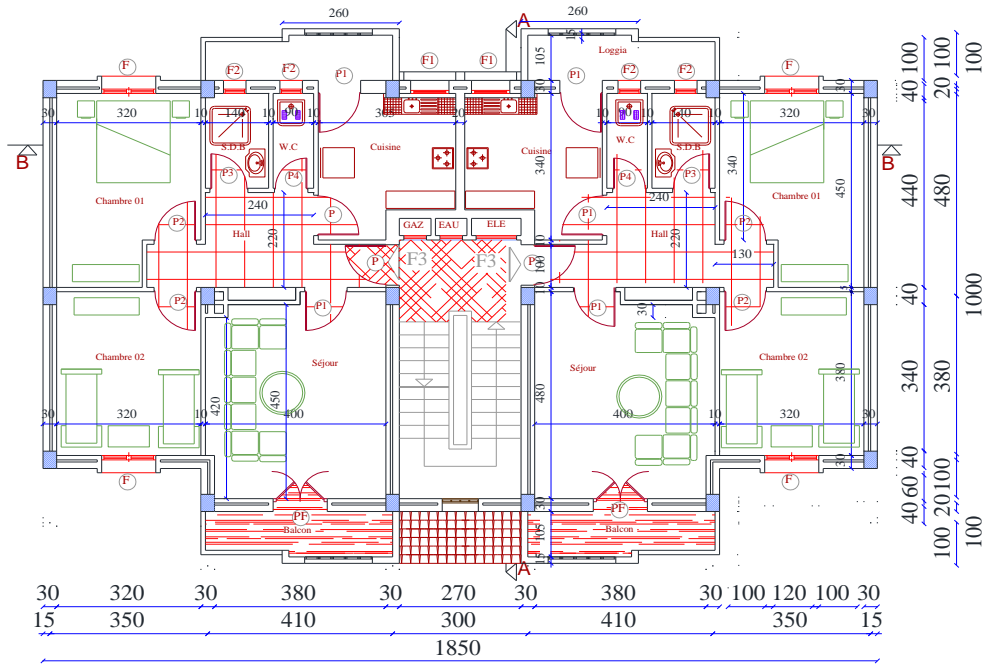


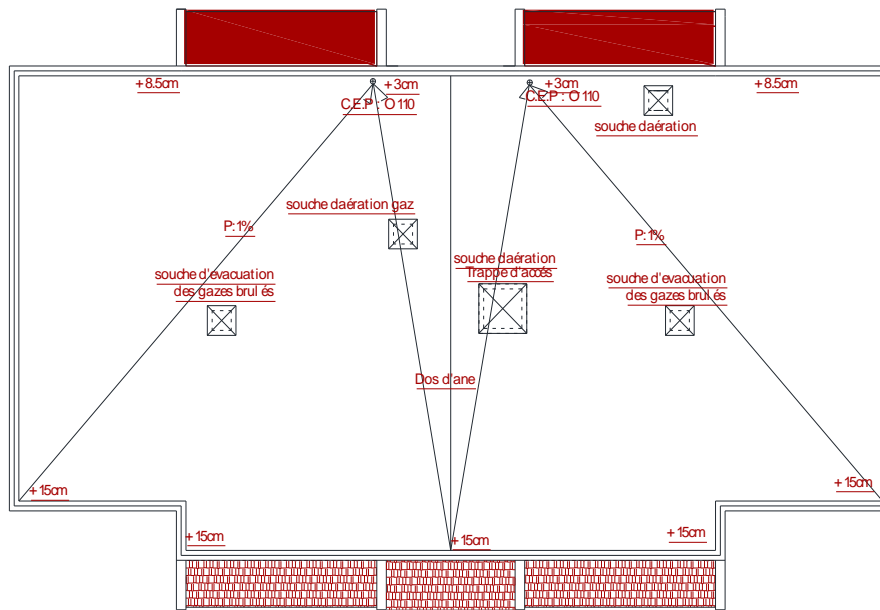
Figure III.2 Façade postérieure de la structure.



PLAN RDC



PLAN ETAGE COURANT



PLAN DE TERRASSE

Caractéristiques géométriques de la structure

Le centre gravite des masses est le barycentre des masses, et le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme, ...etc.)

Les éléments suivants seront pris en considération :

- Les planchers (dalles).
- Les voiles.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les balcons.
- Les escaliers.

III.2 Modélisation

Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamique propres.

Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Modélisation de la structure étudiée

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis (Autodesk Robot Structural Analysis Professional) 2010 est utilisé.

VUE D'ENSSEMBLE

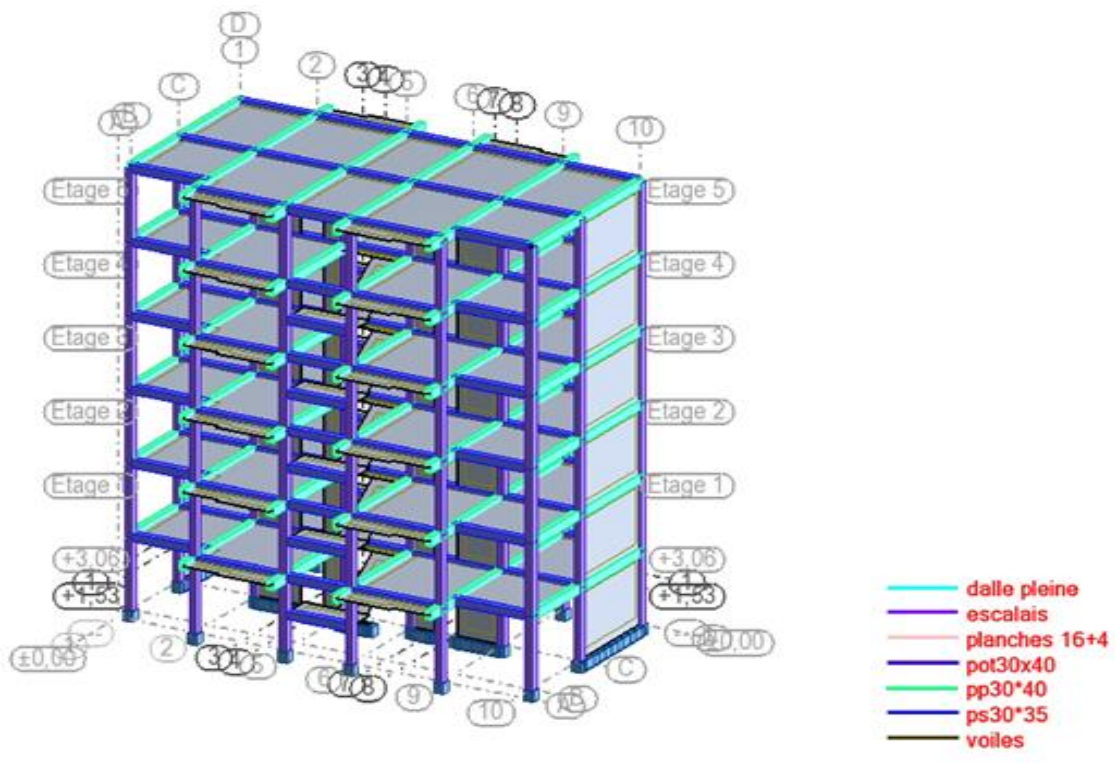


Figure III.3 Structure modélisé par Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.

III.3 Vérification vis-à-vis du RPA

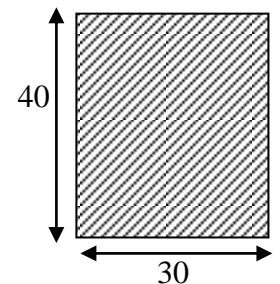
III.3.1 Les poutres

a) Poutres principales (porteuses)

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article:7.5.1 de RPA 99 suivant :

- ♦ $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ vérifie.
- ♦ $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ vérifie.
- ♦ $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1.33 < 4$ vérifie.

Poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

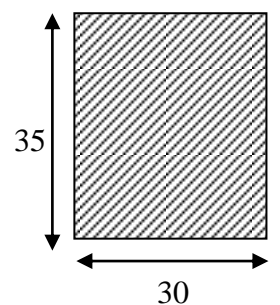


b) Poutres secondaires (non porteuses)

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA 99 suivant :

- ♦ $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ vérifie.
- ♦ $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ vérifie.
- ♦ $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1.16 < 4$ vérifie.

Poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$



c) Vérification de la flèche

Nous devons vérifier que : $f_{max} \leq \bar{f}$

$$f_{max} \leq (L/500)$$

Si la portée L est au plus égale à 5 m.

$$f_{max} \leq (L/1000) + 0.5$$

Si la portée L est supérieur à 5 m.

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est donnée par :

$$f_{max} = (5 q L^4 / 384 E I)$$

Avec :

f_{max} : Flèche maximale de la poutre.

L : portée de la poutre.

h : hauteur de la section de la poutre.

Q : charge uniformément répartie déterminé à L ELS.

E : module d'élasticité différée du béton.

I : moment d'inertie de la section $I = b h^3 / 12$.

Les résultats obtenus à partir du calcul manuel

- Pour béton $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$

- Poutre principale

$$L = 4.80 \text{ m}$$

$$f_{adm} (L/500) = 0.96 \text{ cm.}$$

$$E = 300000 \text{ Kg/cm}^2 \quad I = 160000 \text{ cm}^4$$

$$\text{Charge permanent} \quad G = 499 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{Charge d'exploitation} \quad Q = 150 \text{ kg/m}^2.$$

$$q = G+Q = (499 \times 4.80 + 2500 \times 0.3 \times 0.4) + (150 \times 4.80) = 3415.2 \text{ kg/ml}$$

$$f_{max} = 0.49 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Donc la condition vérifie}$$

- Poutre secondaire

$$L = 4.10 \text{ m}$$

$$f_{adm} L/500 = 0.82 \text{ cm.}$$

$$E = 300000 \text{ kg/cm}^2 \quad I = 107187.5 \text{ cm}^4$$

$$q = G+Q = (499 \times 4.10 + 2500 \times 0.3 \times 0.35) + (150 \times 4.10) = 2923.4 \text{ kg/ml.}$$

$$f_{max} = 0.33 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Donc la condition vérifie.}$$

- Pour béton $F_{c28}=10 \text{ Mpa}$

- Poutre principale

$$L = 4.80 \text{ m}$$

$$f_{adm} (L/500) = 0.96 \text{ cm.}$$

$$E = 237000 \text{ Kg/cm}^2 \quad I = 160000 \text{ cm}^4$$

$$\text{Charge permanent} \quad G = 499 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{Charge d'exploitation} \quad Q = 150 \text{ kg/m}^2.$$

$$q = G+Q = (499 \times 4.80 + 2500 \times 0.3 \times 0.4) + (150 \times 4.80) = 3415.2 \text{ kg/ml}$$

$$f_{max} = 0.62 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Donc la condition vérifie}$$

- Poutre secondaire

$$L = 4.10 \text{ m}$$

$$f_{adm} = L/500 = 0.82 \text{ cm.}$$

$$E = 237000 \text{ kg/cm}^2 \quad I = 107187.5 \text{ cm}^4$$

$$q = G+Q = (499 \times 4.10 + 2500 \times 0.3 \times 0.35) + (150 \times 4.10) = 2923.4 \text{ kg/ml.}$$

$$f_{max} = 0.42 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Donc la condition vérifie}$$

III.3.2 Les poteaux

$$L_f / a \leq 14.4 \Rightarrow a \geq L_f / 14.4$$

Avec :

a : petite dimension.

L_f : longueur de flambement

$$L_f = 0.7 L_0$$

$$L_0 = 3.06 \text{ m} \Rightarrow L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.124 \text{ m}$$

$$\text{Donc} \Rightarrow L_f / a \leq 14.4 \Rightarrow 2.124 / 0.30 = 7.08 \leq 14.4 \text{ vérifie}$$

Selon R.P.A. minimum de section de poteaux (25×25).

Section des poteaux (30 x40) cm².

III.3.3 Les voiles

D'après le RPA 99 article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition: ($L \geq 4e$).

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires ;

Avec :

- L : longueur de voile.
- e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de RPA99 :

$e_{\min} = 15 \text{ cm}$.

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3,06 \text{ m}$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

- ♦ $e \geq h/25 \Rightarrow e \geq 12.24 \text{ cm}$
- ♦ $e \geq h/22 \Rightarrow e \geq 13.90 \text{ cm}$
- ♦ $e \geq h/20 \Rightarrow e \geq 15.30 \text{ cm}$
- ♦ $e \geq \max(e_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20)$
- ♦ $e \geq \max(15; 12.24; 13.90; 15.30)$
- ♦ $e \geq 15.30 \text{ cm} \Rightarrow$ on adopte que : $e = 16 \text{ cm} \Rightarrow$ vérifie

III.3.4 Estimation de la période fondamentale de la structure

D'après le RPA 99

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

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{(3/4)}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau III.1.

N°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto - stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto - stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto - stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau III.1 Valeurs du coefficient C_T .

- ♦ $T = 0.075 \times 18.36^{(3/4)} = 0.665220 \text{ sec}$

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule: $T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7)

- ♦ $C_T = 0.050$ cas 4 \Rightarrow Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie
- ♦ $h_N = 18.36 \text{ m.}$
- ♦ $T_x = 0.09 \times 18.36 / \sqrt{18.50} = 0.38$
- ♦ $T_y = 0.09 \times 18.36 / \sqrt{10} = 0.52$

Donc la période $T = 0.38 \text{ sec}$

III.4 Les résultats obtenus par le logiciel ROBOT

III.4.1 Cas 1 (structure normal), $f_{c28}=20 \text{ MPa}$

Les résultats obtenus en utilisant le logiciel Robot sont mentionnés sur les tableaux suivants

III.4.1.1 Les masse de structure

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]
4/ 1	Etage 1	223750,85
4/ 2	Etage 2	223750,85
4/ 3	Etage 3	223750,85
4/ 4	Etage 4	223750,85
4/ 5	Etage 5	223750,85
4/ 6	Etage 6	206661,54

Tableau III.2 Masse de structure.

III.4.1.2 Les modes et périodes et masses cumulées de la structure

Les résultats obtenus à partir du logiciel (ROBOT)

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
4/ 1	0,41	72,60	0,00
4/ 2	0,39	72,60	69,52
4/ 3	0,30	74,08	69,52
4/ 4	0,12	90,19	69,52
4/ 5	0,11	90,19	88,95
4/ 6	0,08	90,19	88,98
4/ 7	0,08	90,19	88,98
4/ 8	0,08	90,20	88,98
4/ 9	0,08	90,20	88,99
4/ 10	0,07	90,20	90,93

Tableau III.3 Les modes et les périodes et masses cumulées de la structure.

Interprétation des résultats obtenus

D'après l'article 4.3.4 du RPA, le nombre des modes de vibration à retenir en compte dans chaque direction d'excitation doit être :

- le premier mode est un mode de translation suivant l'axe transversal (xx).
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant l'axe transversal (yy).
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.
- Les facteurs de partition massique ont atteint plus de 90% aux modes 4^{ème}, 10^{ème} respectivement pour le sens X et Y.

Modes 1: translation suivant l'axe x

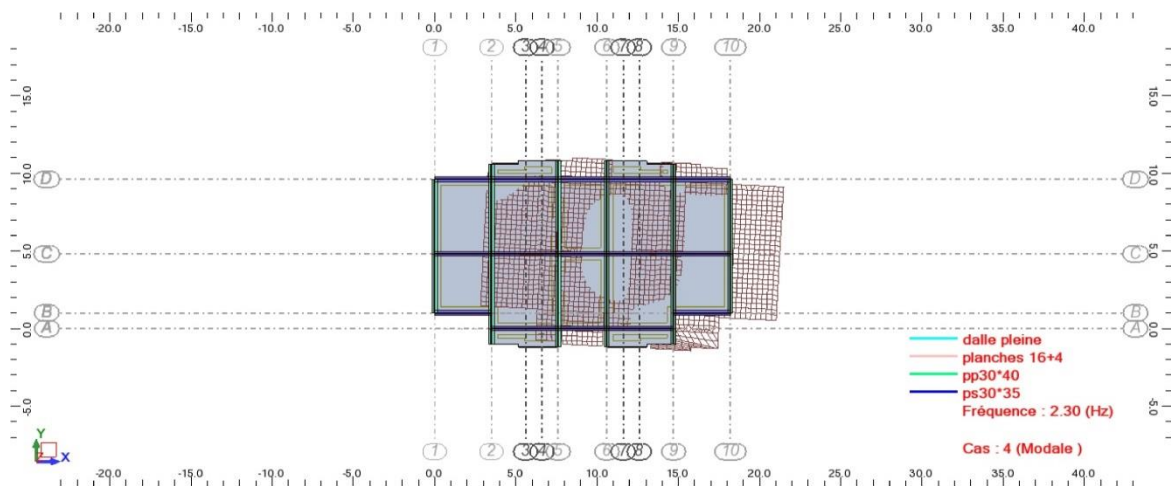


Figure III.4 Translation suivant l'axe x.

Modes 2: translation suivant l'axe y

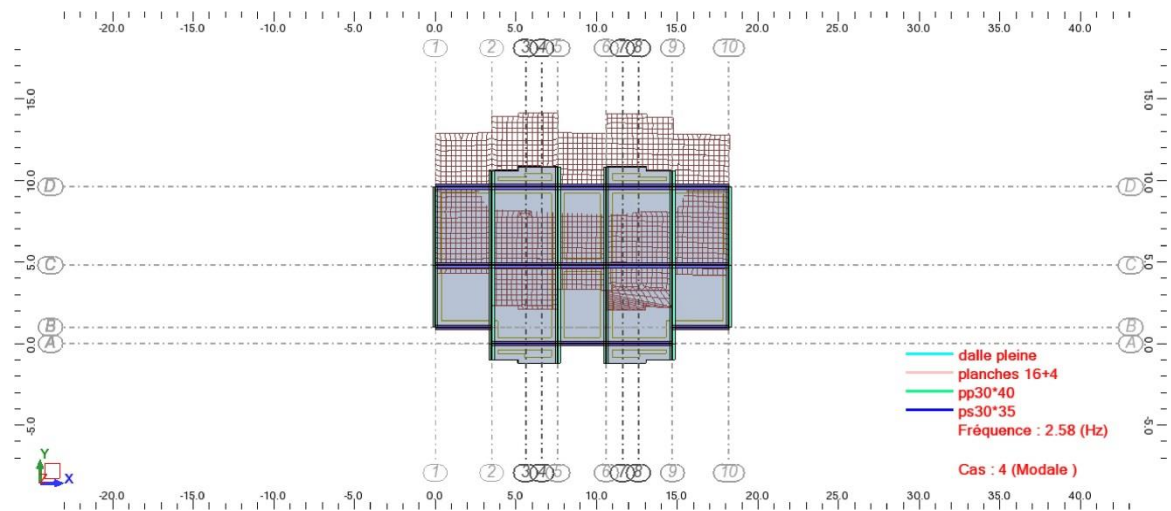


Figure III.5 Translation suivant l'axe y.

Mode 3 : rotation suivant l'axe Z

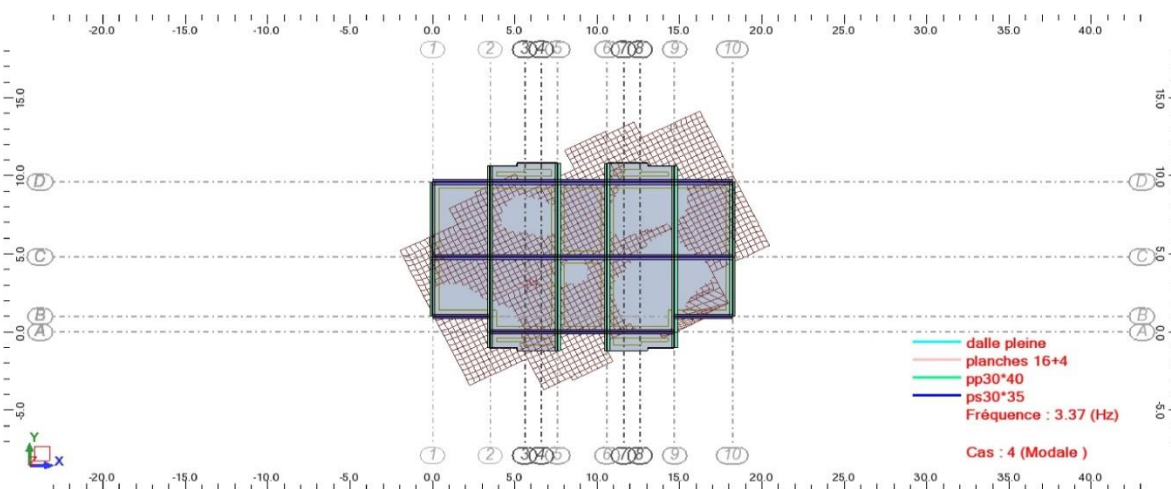


Figure III.6 Translation suivant l'axe z.

III.4.1.3. Déplacement

	MAX UX [cm]	Noeud	MAX UY [cm]	Noeud
Cas 5	EX			
Etage 1	0,1	532	0,0	793
Etage 2	0,2	169	0,0	174
Etage 3	0,3	141	0,0	146
Etage 4	0,4	113	0,1	118
Etage 5	0,5	95	0,1	100
Etage 6	0,6	60	0,1	1209
Cas 6	EY			
Etage 1	0,0	1	0,0	592
Etage 2	0,0	175	0,1	612
Etage 3	0,0	420	0,2	632
Etage 4	0,0	252	0,3	652
Etage 5	0,0	356	0,4	90
Etage 6	0,0	63	0,5	1475

Tableau III.4 Déplacement de structure.

III.4.1.4. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ

D'après l'article 5.9 du RPA

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

$$\theta_k = P_k * \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k ».

$$P_k = \sum_{i=k}^n W_{gi} + \beta W_{qi}$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k".

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

- Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les efforts de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur

$$\frac{1}{1 - \theta_k}$$

- Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Pour béton $f_{c28} = 20\text{MPa}$

SENS X-X

Niveau	Pk (t)	$P_{kT} = \sum_{i=k}^n P_k. (t)$	$\Delta k (m)$	Vk (t)	hk (m)	θ_k	$\theta_k \leq 0.10$
1	223.75085	1325.41579	0,001	69.798	3,06	0,006205	Vérifier
2	223.75085	1101.66494	0,002	61.650	3,06	0,011686	Vérifier
3	223.75085	877.91409	0,003	49.213	3,06	0,017489	Vérifier
4	223.75085	654.16324	0,004	36.496	3,06	0,023430	Vérifier
5	223.75085	430.41239	0,005	210.13	3,06	0,033469	Vérifier
6	206.66154	206.66154	0,006	5,48	3,06	0,073945	Vérifier

Tableau III.5 Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X-X.

SENS Y-Y

Niveau	Pk (t)	$P_{kT} = \sum_{i=k}^n P_k. (t)$	$\Delta k (m)$	Vk (t)	hk (m)	θ_k	$\theta_k \leq 0.10$
1	223.75085	1325.41579	0	80.436	3,06	0	Vérifier
2	223.75085	1101.66494	0,001	69.038	3,06	0,005214	Vérifier
3	223.75085	877.91409	0,002	54.382	3,06	0,010551	Vérifier
4	223.75085	654.16324	0,003	39.204	3,06	0,016358	Vérifier
5	223.75085	430.41239	0,004	24.192	3,06	0,023256	Vérifier
6	206.66154	206.66154	0,005	6,1	3,06	0,055357	Vérifier

Tableau III.6 Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y-Y.

- **Sens transversal :**

Pour tous les étages on a $\theta < 0.1$ donc l'effet P- Δ sera négligé dans le sens transversal.

- **Sens longitudinal :**

Pour tous les étages on a $\theta < 0.1$ donc l'effet P- Δ sera négligé dans le sens longitudinal.

III.4.1.5 Résultat du calcul de moment (poutres principales)

Les Schéma des poutres principales (P1, P2, P3) au niveau (+3.06)
Axe A, B, C, D, E et F

a) poutre principal type P1 (30x40) axe A et F

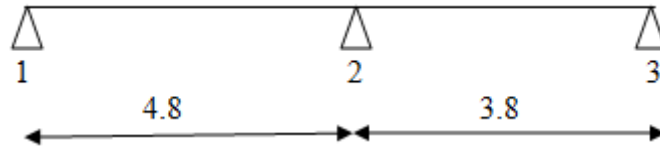


Figure III.7 Type P1 (30x40) axe A et F.

b) poutre principal type P2 (30x40) axe B et E

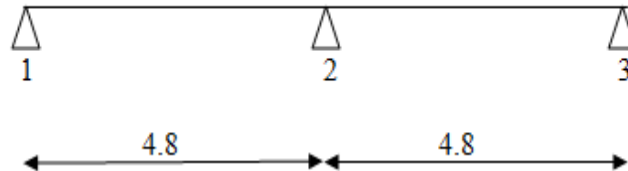


Figure III.8 Type P2 (30x40) axe B et E.

c) poutre principal type P2 (30x40) axe C et D

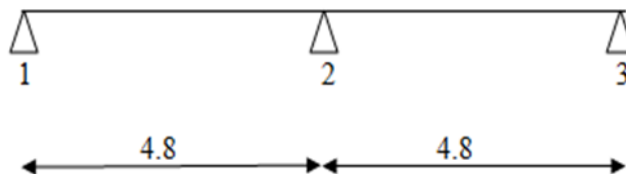


Figure III.9 Type P2 (30x40) axe C et D.

	Le moment max sur appui		
	Type P1 (30x40)	Type P2 (30x40)	Type P3 (30x40)
1.35G+1.5Q	-40.68	-98.63	-79.17
G+Q+EX	-34.95	-78.28	-68.65
G+Q-EX	-35.51	-92.19	-71.50
G+Q+EY	-42.41	-78.90	-65.47
G+Q-EY	-17.15	-64.77	-49.23
0.8G +EX	-26.45	-55.11	-50.36
0.8G-EX	-16.11	-42.22	-28.89
0.8G+EY	-33.91	-55.73	-44.69
0.8G-EY	-8.71	-41.60	-28.45

Tableau III.7 Le moment max sur appui pour la poutre principal.

	Le moment max on travée		
	Type P1 (30x40)	Type P2 (30x40)	Type P3 (30x40)
1.35G+1.5Q	22.46	50.79	34.71
G+Q	16.42	37.04	25.13

Tableau III.8 Le moment max on travée pour les poutres principal.

d) Calcul de ferrailage

Résultats

Sections d'Acier

En Appui

Section théorique $As1 = 8.7 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $As2 = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $As \text{ min} = 1.1 \text{ (cm}^2\text{)}$

En adopte $\Rightarrow As1 = 9.24 \text{ cm}^2 = 6 \text{ HA } 14$

En Travée

Section théorique $As1 = 4.2 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $As2 = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $As \text{ min} = 1.1 \text{ (cm}^2\text{)}$

En adopte $\Rightarrow As1 = 4.62\text{cm}^2 = 3 \text{ HA14}$

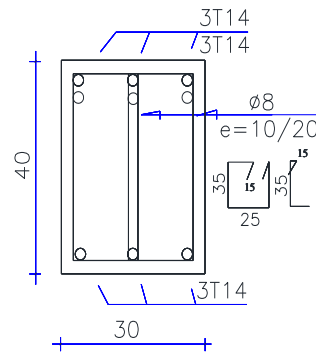


Figure III.10 Ferrailage des poutres principales (P1, P2, P3).

e) Vérification de la flèche

D'après B.A.E.L 91mod 99

La part de la flèche totale f_t qui doit être comparée aux limites admissibles a pour valeur :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

- f_{gv} - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes.
- f_{gi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.
- f_{pi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables).
- f_{ji} - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons.
- Δf_t - flèche nuisible.
- f_{adm} - flèche admissible.

Résultats

Flèche totale $\Delta f_t = 6.8 \text{ (mm)} < f_{adm} = l_0 / 500.00 = 9.6 \text{ (mm)}$ Vérifier

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (MPa)
$f_{gv} = 0.0$	0.00	0.0
$f_{gi} = 0.0$	0.00	0.0
$f_{pi} = 6.8$	0.45	400.0
$f_{ji} = 0.0$	0.00	0.0

Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = 171322.4 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$\lambda_i = 7.40$$

III.4.1.6 Résultat du calcul de moment (poutres secondaires)

Les Schéma des poutres secondaires au niveau (+3.06) Axe 1, 2, 3,4

a) poutre secondaire (chainage) type CH (30x35) axe 1,2

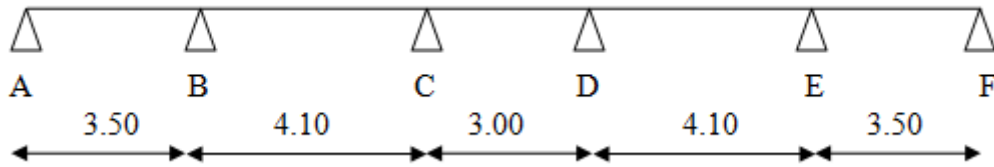


Figure III.11 Type CH (30x35) axe 1,2.

b) poutre secondaire (chainage) Gauche et droite type CH (30x35) axe 3

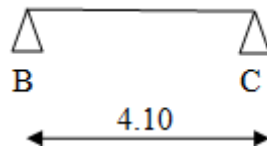


Figure III.12 Type CH (30x35) axe 3.

c) poutre secondaire (chainage) type CH (30x35) axe 4

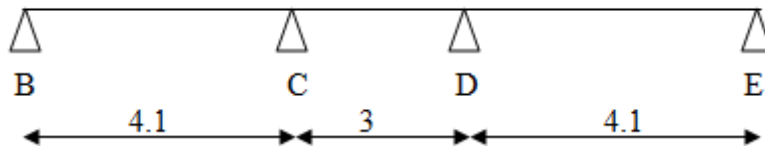


Figure III.13 Type CH (30x35) axe 4.

	Le moment max sur appui			
	Chainage (30x35) Axe1	Chainage (30x35) Axe2	Chainage (30x35) Axe3	Chainage (30x35) Axe4
	1.35G+1.5Q	-26.88	-12.75	-21.40
G+Q+EX	-24.97	-66.71	-21.53	-25.65
G+Q-EX	-21.50	-9.17	-15.63	-19.88
G+Q+EY	-20.71	-16.28	-16.71	-21.51
G+Q-EY	-18.59	-6.81	-14.88	-17.28
0.8G +EX	-19.33	-64.34	-17.72	-19.79
0.8G-EX	-7.97	-4.19	-6.18	-6.92
0.8G+EY	-14.47	-13.92	-12.90	-15.65
0.8G-EY	-12.36	-4.48	-11.08	-11.70

Tableau III.9 Le moment max sur appui pour les poutres secondaires.

	Le moment max on travée			
	Chainage (30x35) Axe1	Chainage (30x35) Axe2	Chainage (30x35) Axe3	Chainage (30x35) Axe4
	1.35G+1.5Q	20.60	10.33	9.61
G+Q	14.90	7.49	7.13	15.83

Tableau III.10 Le moment max on travée pour les poutres secondaires.

d) Calcul de ferrailage

Résultats

Sections d'Acier

En Appui

Sections d'Acier

Section théorique $As1 = 6.7 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $As2 = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $As \text{ min} = 1.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

En adopte $\Rightarrow As1 = 6.79 \text{ cm}^2 = 6 \text{ HA } 12$

En Travée

Sections d'Acier

Section théorique $As1 = 2.0 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $As2 = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $As \text{ min} = 1.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

En adopte $\Rightarrow As1 = 3.39 \text{ cm}^2 = 3 \text{ HA } 12$

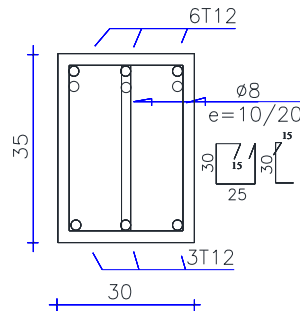


Figure III.14 Ferrailage des poutres secondaires (Axe1, Axe 2, Axe3, Axe4).

e) Vérification de la flèche

Résultats

Flèche totale $\Delta_{ft} = 4.4 \text{ (mm)} < f_{adm} = l_0 / 500.00 = 8.2 \text{ (mm)}$ Vérifier

Composantes de la flèche (mm) μ σ (MPa)

$f_{gv} = 0.0$ 0.00 0.0

$f_{gi} = 0.0$ 0.00 0.0

$f_{pi} = 4.4$ 0.34 400.0

$f_{ji} = 0.0$ 0.00 0.0

Moment d'inertie de la section homogène : $I_0 = 112721.9 \text{ (cm}^4\text{)}$

$\lambda_i = 9.60$

III.4.2 Cas 2 (structure avec des poutres faible résistance ou niveau +3.06), $f_{c28}=10$ MPa

Les résultats obtenus en utilisant le logiciel Robot sont mentionnés sur les tableaux suivants :

III.4.2.1. Les masse de structure

Cas / Etage	Nom	Masse [kg]
4/ 1	Etage 1	223750,85
4/ 2	Etage 2	223750,85
4/ 3	Etage 3	223750,85
4/ 4	Etage 4	223750,85
4/ 5	Etage 5	223750,85
4/ 6	Etage 6	206661,54

Tableau III.11 Les masses de structure.

III.4.2.2 Les modes et périodes et masses cumulées de la structure

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
4/ 1	0,42	74,12	0,00
4/ 2	0,39	74,12	70,02
4/ 3	0,30	75,40	70,03
4/ 4	0,13	91,03	70,03
4/ 5	0,11	91,03	89,62
4/ 6	0,08	91,03	89,63
4/ 7	0,08	91,03	89,63
4/ 8	0,08	91,03	89,64
4/ 9	0,08	91,03	89,65
4/ 10	0,08	91,03	90,74

Tableau III.12 Les périodes et la participation des masses.

III.2.2.3. Déplacement

	MAX UX [cm]	Noeud	MAX UY [cm]	Noeud
Cas 5	EX			
Etage 1	0,1	540	0,0	1469
Etage 2	0,2	169	0,0	174
Etage 3	0,3	141	0,0	146
Etage 4	0,4	113	0,1	118
Etage 5	0,5	95	0,1	100
Etage 6	0,6	60	0,1	1187
Cas 6	EY			
Etage 1	0,0	1	0,0	607
Etage 2	0,0	175	0,1	618
Etage 3	0,0	147	0,2	629
Etage 4	0,0	1076	0,3	640
Etage 5	0,0	1132	0,4	90
Etage 6	0,0	333	0,5	1985

Tableau III.13 Déplacement de structure.

III.4.2.4 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Pour béton $f_{c28} = 10\text{MPa}$

SENS X-X

Niveau	Pk (t)	$P_{kT} = \sum_{i=k}^n P_k$ (t)	Δk (m)	Vk (t)	hk (m)	θ_k	$\theta_k \leq 0.10$
1	223.75085	1325.41579	0,001	72,482	3,06	0,005975	Vérifier
2	223.75085	1101.66494	0,002	60,065	3,06	0,011987	Vérifier
3	223.75085	877.91409	0,003	45,527	3,06	0,018905	Vérifier
4	223.75085	654.16324	0,004	31,719	3,06	0,026959	Vérifier
5	223.75085	430.41239	0,005	16,215	3,06	0,043372	Vérifier
6	206.66154	206.66154	0,006	4,824	3,06	0,084000	Vérifier

Tableau III.14 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens X-X.

SENS Y-Y

Niveau	Pk (t)	$P_{kT} = \sum_{i=k}^n P_k$ (t)	Δk (m)	Vk (t)	hk (m)	θ_k	$\theta_k \leq 0.10$
1	223.75085	1325.41579	0	78,805	3,06	0	Vérifier
2	223.75085	1101.66494	0,001	68,42	3,06	0,005261	Vérifier
3	223.75085	877.91409	0,002	53,154	3,06	0,010795	Vérifier
4	223.75085	654.16324	0,003	38,099	3,06	0,016833	Vérifier
5	223.75085	430.41239	0,004	23,173	3,06	0,024279	Vérifier
6	206.66154	206.66154	0,005	5,45	3,06	0,061960	Vérifier

Tableau III.15 Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y-Y.

- Sens transversal :

Pour tous les étages on a $\theta < 0.1$ donc l'effet P- Δ sera négligé dans le sens transversal.

- Sens longitudinal :

Pour tous les étages on a $\theta < 0.1$ donc l'effet P- Δ sera négligé dans le sens longitudinal.

III.4.2.5. Résultat du calcul de moment (poutres principales)

	Le moment max sur appui		
	Type P1 (30x40)	Type P2 (30x40)	Type P3 (30x40)
1.35G+1.5Q	-40.08	-95.98	-77.12
G+Q+EX	-31.14	-75.48	-66.04
G+Q-EX	-38.27	-90.41	-69.61
G+Q+EY	-42.60	-76.52	-62.79
G+Q-EY	-16.07	-63.30	-48.92
0.8G +EX	-22.37	-52.93	-48.88
0.8G-EX	-19.12	-41.78	-28.04
0.8G+EY	-34.19	-53.96	-42.48
0.8G-EY	-7.13	-40.74	-28.62

Tableau III.16 Le moment max sur appui pour la poutres principales.

	Le moment max on travée		
	Type P1 (30x40)	Type P2 (30x40)	Type P3 (30x40)
1.35G+1.5Q	21.91	48.76	34.56
G+Q	16.02	35.54	25.02

Tableau III.17 Le moment max on travée pour les poutres principales.

a) Calcul de ferrailage

Résultats

Sections d'Acier

En Appui

Sections d'Acier

Section théorique $As1 = 10.1 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $As2 = 0.4 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $As \text{ min} = 1.1 \text{ (cm}^2\text{)}$

En adopte $\Rightarrow As1 = 10.65 \text{ cm}^2 = 3 \text{ HA } 16 + 3 \text{ HA } 14$

En Travée

Section théorique $As1 = 4.3 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $As2 = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $As \text{ min} = 1.1 \text{ (cm}^2\text{)}$

En adopte $\Rightarrow As1 = 4.62 \text{ cm}^2 = 3 \text{ HA } 14$

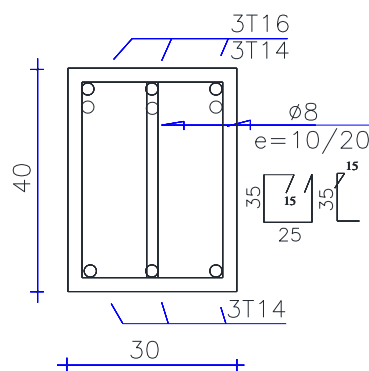


Figure III.15 Ferrailage des poutres principales (P1, P2, P3).

Conclusion

Pour $f_{c28} = 10 \text{ Mpa}$, le ferrailage de la poutre au niveau de l'appui devient insuffisant.

Dans ce cas l'augmentation de la hauteur de la poutre est nécessaire. La réhabilitation se fait par chemisage.

b) Vérification de la flèche

Résultats

Flèche totale $\Delta f_t = 4.5 \text{ (mm)} < f_{adm} = l_0 / 500.00 = 9.6 \text{ (mm)}$ Vérifier

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (MPa)
$f_{gv} = 0.0$	0.00	0.0
$f_{gi} = 0.0$	0.00	0.0
$f_{pi} = 4.5$	0.58	216.9
$f_{ji} = 0.0$	0.00	0.0

Moment d'inertie de la section homogène : $I_0 = 186695.2 \text{ (cm}^4\text{)}$

$$\lambda_i = 2.72$$

III.4.2.6. Résultat du calcul de moment (poutres secondaires)

	Le moment max sur appui			
	Chainage (30x35)	Chainage (30x35)	Chainage (30x35)	Chainage (30x35)
	Axe1	Axe2	Axe3	Axe4
1.35G+1.5Q	-25.83	-11.47	-21.40	-26.59
G+Q+EX	-24.23	-54.12	-21.69	-26.23
G+Q-EX	-20.43	-8.30	-15.84	-19.72
G+Q+EY	-19.33	-11.45	-16.43	-20.20
G+Q-EY	-18.33	-5.98	-15.11	-18.54
0.8G +EX	-18.27	-51.94	-17.92	-20.06
0.8G-EX	-7.48	-3.90	-6.07	-6.34
0.8G+EY	-13.37	-8.53	-12.65	-14.03
0.8G-EY	-12.38	-3.92	-11.33	-12.37

Tableau III.18 Le moment max sur appui pour les poutres secondaires.

	Le moment max on travée			
	Chainage (30x35) Axe1	Chainage (30x35) Axe2	Chainage (30x35) Axe3	Chainage (30x35) Axe4
	1.35G+1.5Q	17.99	8.80	9.37
G+Q	13.03	6.37	6.95	13.56

Tableau III.19 Le moment max on travée pour les poutres secondaires.

a) Calcul de ferrailage

Résultats

Sections d'Acier

En Appui

Section théorique $As1 = 6.0 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $As2 = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $As \text{ min} = 1.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

En adopte $\Rightarrow As1 = 6.79 \text{ cm}^2 = 6 \text{ HA } 12$

En Travée

Section théorique $As1 = 1.8 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $As2 = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $As \text{ min} = 1.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

En adopte $\Rightarrow As1 = 3.39 \text{ cm}^2 = 3 \text{ HA } 12$

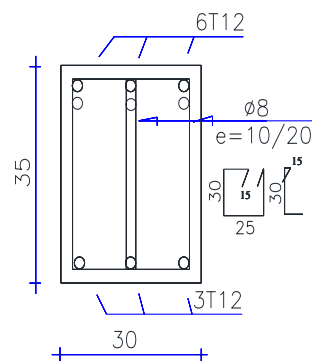


Figure III.16 Ferrailage des poutres secondaires (Axe1, Axe 2, Axe3, Axe4).

b) Vérification de la flèche

Résultats

Flèche totale $\Delta f_t = 2.5 \text{ (mm)} < f_{adm} = l_0 / 500.00 = 8.2 \text{ (mm)}$ Vérifier

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (MPa)
$f_{gv} = 0.0$	0.00	0.0
$f_{gi} = 0.0$	0.00	0.0
$f_{pi} = 2.5$	0.32	253.2
$f_{ji} = 0.0$	0.00	0.0
Moment d'inertie de la section homogène :		$I_0 = 112721.9 \text{ (cm}^4\text{)}$
		$\lambda_i = 6.40$

Commentaires

- Après endommagement des poutres :

- 1- Comportement dynamiques : les valeurs dynamiques de la structure ont légèrement varié.
- 2- Les efforts internes et les moments ont légèrement diminué ce qui signifie une redistribution des efforts entre les poutres.
- 3- Les déplacements inter-étage gardent ces valeurs.
- 4- La valeur du coefficient θ de l'effet $P-\Delta$, reste dans les limites.
- 5- L'influence de la perte de capacité des poutres sur la flèche paraît réduite ; mais ne dépasse pas la valeur admissible.
- 6- La section des armateurs existante sur appuis devient insuffisante pour équilibrer les efforts appliqués.

I.4.3 Cas 3 (structure avec des poutres chemise ou niveau (+3.06)), $f_{c28}=25 \text{ MPa}$

Les résultats obtenus en utilisant le logiciel Robot sont mentionnés sur les tableaux suivants.

III.4.3.1 Les masses de structure

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]
4/ 1	Etage 1	232680,72
4/ 2	Etage 2	223750,85
4/ 3	Etage 3	223750,85
4/ 4	Etage 4	223750,85
4/ 5	Etage 5	223750,85
4/ 6	Etage 6	206661,54

Tableau III.20 Les masses de structure.

III.4.3.2 Les modes et périodes et masses cumulées de la structure

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
4/ 1	0,41	73,14	0,00
4/ 2	0,39	73,14	69,42
4/ 3	0,30	74,50	69,43
4/ 4	0,13	90,68	69,43
4/ 5	0,11	90,68	89,10
4/ 6	0,08	90,68	89,11
4/ 7	0,08	90,69	89,12
4/ 8	0,08	90,69	89,12
4/ 9	0,08	90,69	89,13
4/ 10	0,08	90,69	90,01

Tableau III.21 Les périodes et la participation des masses.

III.4.3.3 Déplacement

	MAX UX [cm]	Noeud	MAX UY [cm]	Noeud
Cas 5	EX			
Etage 1	0,1	540	0,0	1469
Etage 2	0,2	169	0,0	174
Etage 3	0,3	141	0,0	146
Etage 4	0,4	113	0,1	118
Etage 5	0,5	95	0,1	100
Etage 6	0,6	60	0,1	1187
Cas 6	EY			
Etage 1	0,0	939	0,0	607
Etage 2	0,0	175	0,1	618
Etage 3	0,0	147	0,2	629
Etage 4	0,0	1076	0,3	640
Etage 5	0,0	1132	0,4	90
Etage 6	0,0	333	0,5	1985

Tableau III.22 Déplacement de structure.

IV.4.3.4 Résultat du calcul de moment (poutres principales)

	Le moment max sur appui		
	Type P1 (30x40)	Type P2 (30x40)	Type P3 (30x40)
1.35G+1.5Q	-42.16	-109.23	-90.49
G+Q+EX	-35.62	-90.18	-79.83
G+Q-EX	-37.44	-98.66	-77.89
G+Q+EY	-58.35	-90.40	-77.18
G+Q-EY	-8.37	-68.80	-54.05
0.8G +EX	-27.09	-64.79	-59.53
0.8G-EX	-17.66	-43.64	-29.69
0.8G+EY	-49.88	-65.01	-53.86
0.8G-EY	-4.86	-43.42	-30.73

Tableau III.23 Le moment max sur appui pour les poutres principal.

	Le moment max on travée		
	Type P1 (30x40)	Type P2 (30x40)	Type P3 (30x40)
1.35G+1.5Q	25.36	55.33	37.11
G+Q	18.55	40.42	26.90

Tableau III.24 Le moment max on travée pour les poutres principal.

a) Calcul de ferrailage

Résultats

Sections d'Acier

En AppuiSection théorique $As1 = 7.1 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $As2 = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section minimum $As \text{ min} = 1.6 \text{ (cm}^2\text{)}$ En adopte $\Rightarrow As1 = 8.01 \text{ cm}^2 = 3 \text{ HA } 14 + 3 \text{ HA } 12$

En Travée

Section théorique $As1 = 3.5 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $As2 = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $As \text{ min} = 1.6 \text{ (cm}^2\text{)}$

En adopte $\Rightarrow As1 = 4.62 \text{ cm}^2 = 3 \text{ HA } 14$

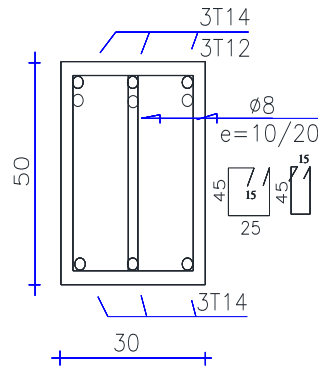


Figure III.17 Ferrailage des poutres principales (P1, P2, P3).

b) Vérification de la flèche

Résultats

Flèche totale $\Delta f_t = 0.8 \text{ (mm)} < f_{adm} = l_0 / 500.00 = 9.6 \text{ (mm)}$ Vérifier

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (MPa)
$f_{gv} = 0.0$	0.00	0.0
$f_{gi} = 0.0$	0.00	0.0
$f_{pi} = 0.8$	0.05	177.6
$f_{ji} = 0.0$	0.00	0.0

Moment d'inertie de la section homogène : $I_0 = 337050.7 \text{ (cm}^4\text{)}$

$\lambda_i = 8.46$

III.4.3.5 Résultat du calcul de moment (poutres secondaires)

	Le moment max sur appui			
	Chainage (30x35) Axe1	Chainage (30x35) Axe2	Chainage (30x35) Axe3	Chainage (30x35) Axe4
	1.35G+1.5Q	-28.97	-14.762	-21.58
G+Q+EX	-30.53	-71.71	-26.32	-33.92
G+Q-EX	-21.43	-9.45	-11.14	-20.10
G+Q+EY	-22.04	-14.38	-16.70	-24.50
G+Q-EY	-20.72	-9.61	-15.06	-21.08
0.8G +EX	-26.92	-68.25	-22.39	-26.88
0.8G-EX	-7.07	-2.44	-1.51	-4.62
0.8G+EY	-15.95	-10.70	-12.77	-17.46
0.8G-EY	-14.20	-6.34	-11.13	-14.04

Tableau III.25 Le moment max sur appui pour les poutres secondaires.

	Le moment max on travée			
	Chainage (30x35) Axe1	Chainage (30x35) Axe2	Chainage (30x35) Axe3	Chainage (30x35) Axe4
	1.35G+1.5Q	25.93	14.16	11.75
G+Q	18.78	10.26	8.73	20.41

Tableau III.26 Le moment max on travée pour les poutres secondaires.

a) Calcul de ferrailage

Résultats

Sections d'Acier

En Appui

Section théorique $A_{s1} = 5.2 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 1.4 \text{ (cm}^2\text{)}$

En adopte $\Rightarrow A_{s1} = 6.79 \text{ cm}^2 = 6 \text{ HA } 12$

En Travée

Section théorique $A_{s1} = 2.0 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 1.4 \text{ (cm}^2\text{)}$

En adopte $\Rightarrow A_{s1} = 3.39 \text{ cm}^2 = 3 \text{ HA } 12$

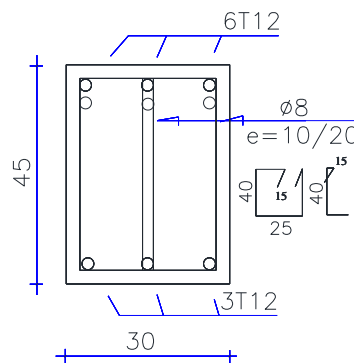


Figure III.18 Ferrailage des poutres secondaires (Axe1, Axe 2, Axe3, Axe4).

b) Vérification de la flèche

Résultats

Flèche totale $\Delta f_t = 0.4 \text{ (mm)} < f_{adm} = l_0 / 500.00 = 8.2 \text{ (mm)}$ Vérifier

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (MPa)
$f_{gv} = 0.0$	0.00	0.0
$f_{gi} = 0.0$	0.00	0.0
$f_{pi} = 0.4$	0.00	23.6
$f_{ji} = 0.0$	0.00	0.0

Moment d'inertie de la section homogène : $I_0 = 244371.8 \text{ (cm}^4\text{)}$

$\lambda_i = 8.82$

commentaire

Après chemisage La structure récupère sa capacité d'être stable vis-à-vis des charges appliquées et de l'effet sismique.

Solution proposée

On augmente la rigidité de poutre par augmentation de son hauteur. Dans ce cas, on utilise la procédure de chemisage en béton.

Les différents détails sont mentionnés sur les figures suivantes :

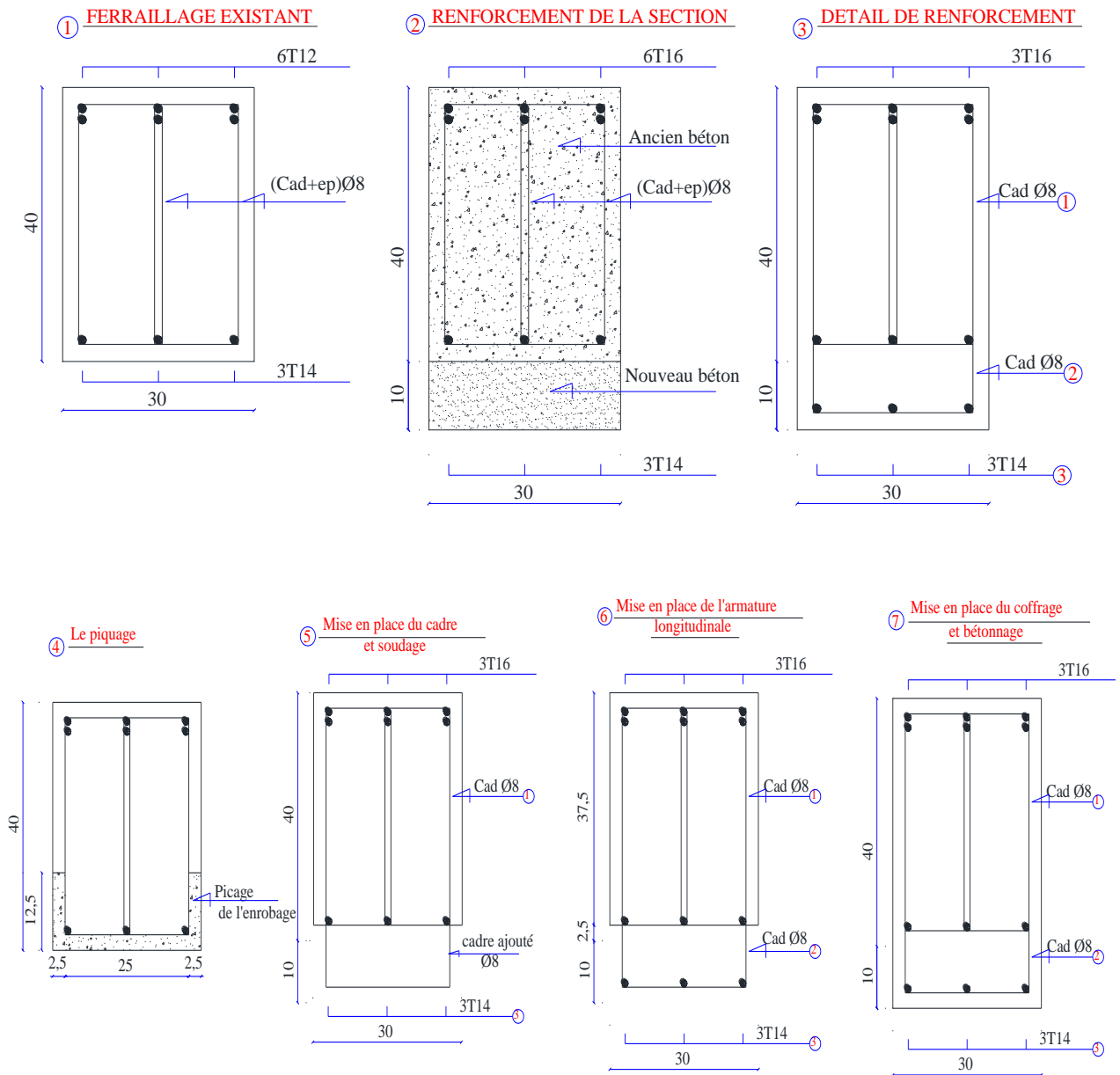


Figure III.19 Etape par suivre pour chemisage (poutres).

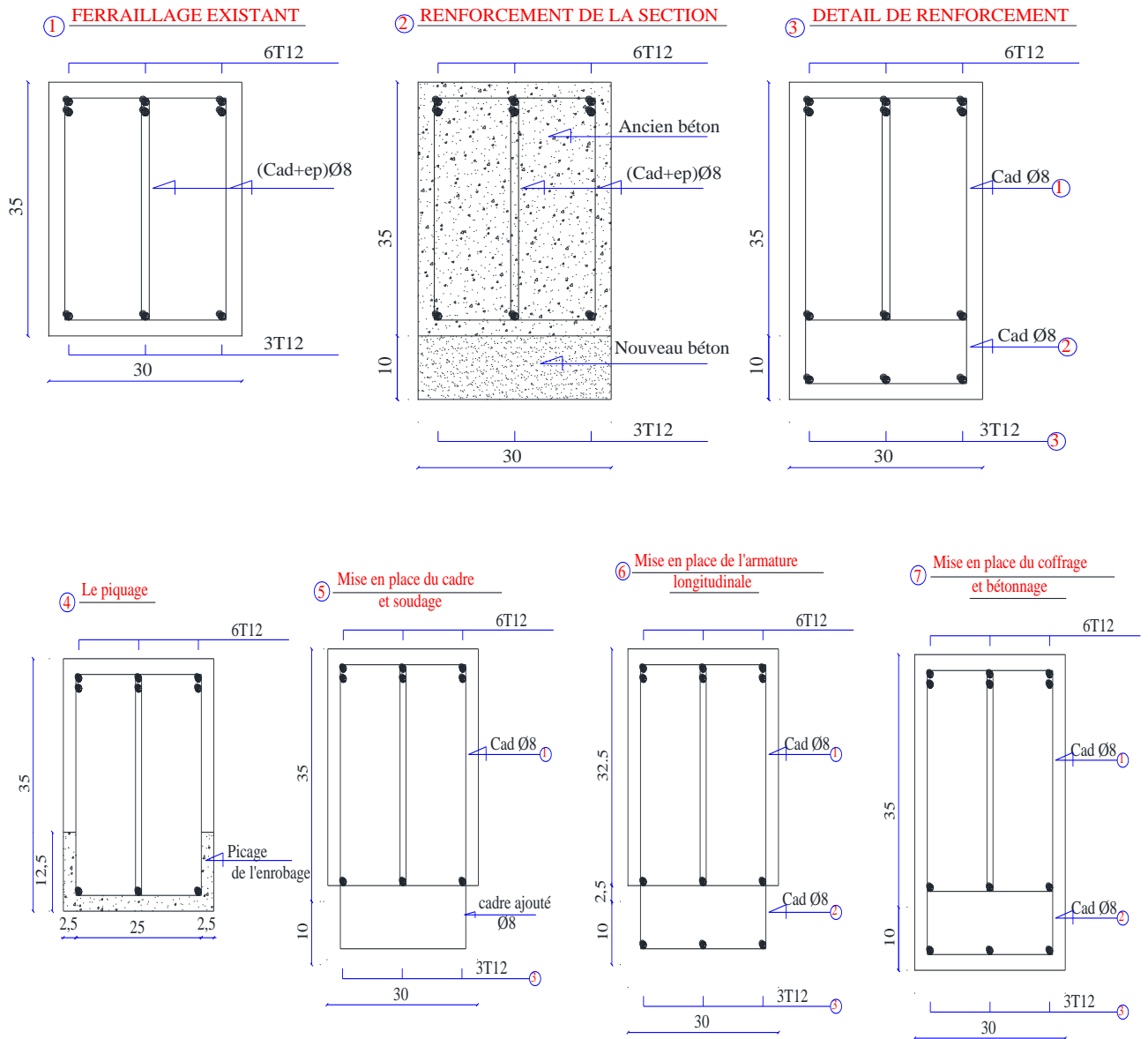


Figure III.20 Etape par suivre pour chemisage (chainages).

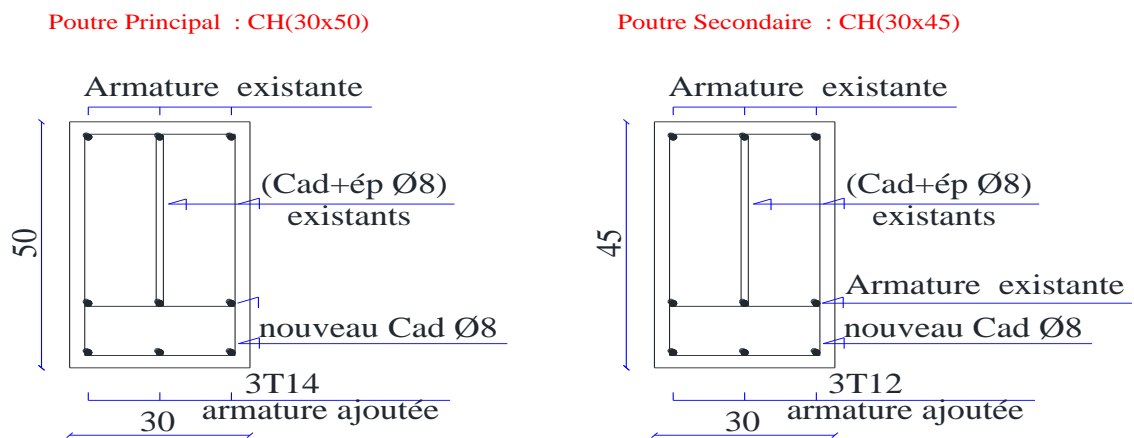


Figure III.21 Chemisage des poutres et chainages.

Poutre Principale : CH(30x50)

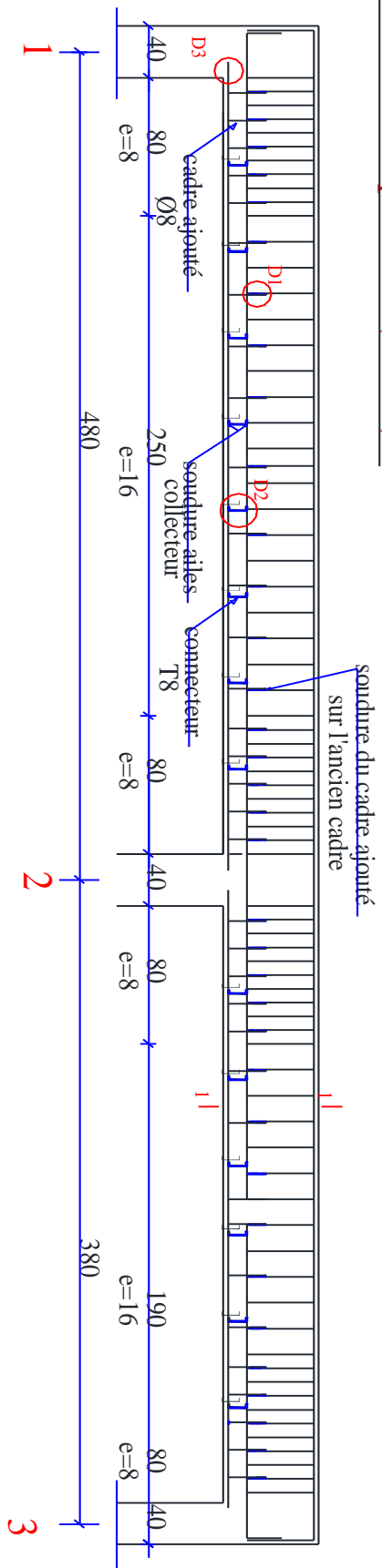
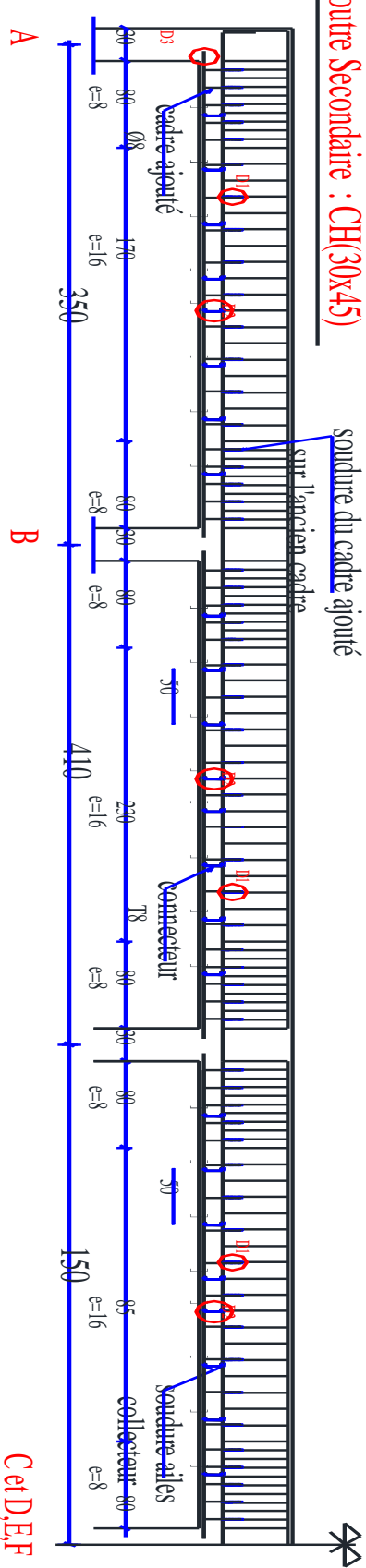


Figure III.23 Poutre Principale (30 x 50).

Poutre Secondaire : CH(30x45)



Répartition Symétrique

Figure III.22 Poutres secondaires CH (30 x 45).

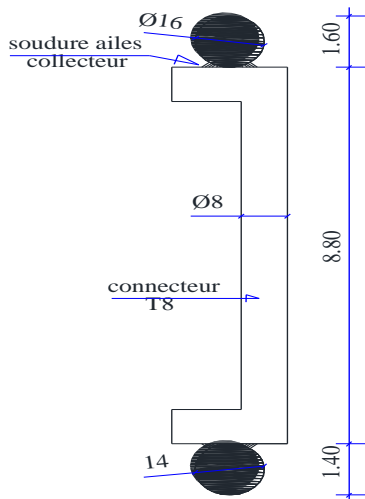


Figure III.24 Connecteur .

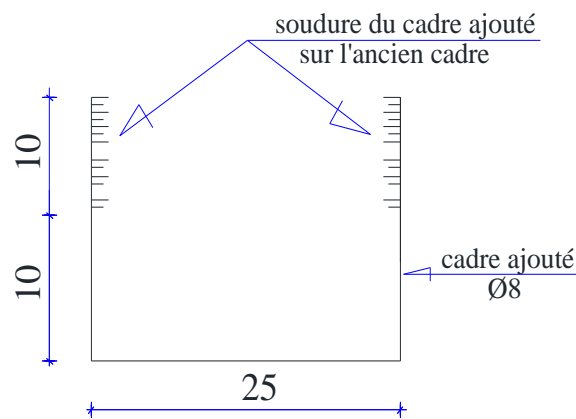


Figure III.25 Les armatures avec soudure sur cadres.

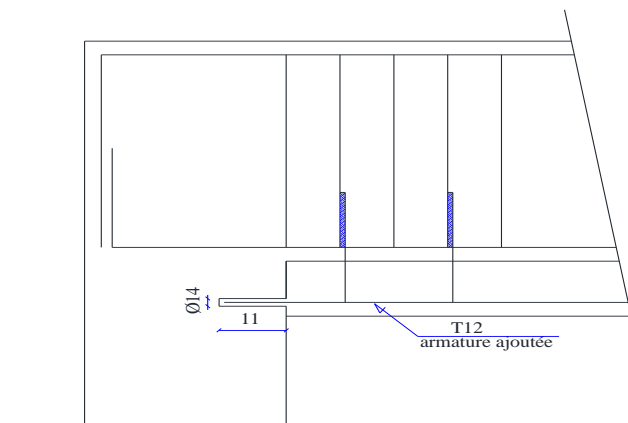


Figure III.26 Le bourrage des trous dans les poteaux.

Les étapes à suivre sont les suivants :

- 1 - Procéder au piquage des chainages.
- 2 - Procéder au perçage des trous dans les poteaux.
- 3 - Nettoyez sérieusement les surfaces piquées (jet d'air).
- 4 - Mise en place du coffrage.
- 5- Mise en place de l'armature avec soudure sur cadres.
- 6 - Mise en place du béton.
- 7 - Le bourrage des trous dans les poteaux se fait par le sikagroutte.
- 8 - Appliquer une couche de sika d'imprégnation sur les surfaces piquées.
- 9 - Avant la mise en place du nouveau béton.
- 10 - Béton dose a 350 kg/m^3 , $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- 11 - Acier feE400, feE235.

Conclusion générale

Conclusion général

Après la réalisation des projets de construction, certains éléments structuraux sont incapables de résister aux sollicitations appliquées à cause de la mauvaise qualité de béton.

Dans ce cas la remise en état initial de l'élément est nécessaire. Ce qui nécessite des travaux de réhabilitation. Parmi les méthodes de réalisation et de renforcement on peut citer: le chemisage en béton, réparation des bétons, béton projeté, l'injection de béton et le renforcement par matériaux composites, etc.

L'objectif de ce mémoire est d'étudier le comportement d'un bâtiment en cas d'endommagement d'une poutre en béton armé, afin de trouver une solution en cas d'endommagement des éléments structuraux, le chemisage en béton permet d'augmenter la rigidité des éléments et par conséquent de la structure pour qu'ils puissent résister aux charges appliquées.

Pour le calcul pratique on a considéré un bâtiment à usage d'habitation (R+5) implanté à Guelma, classé en zone sismique (IIa) en utilisant le logiciel ROBOT pour le calcul des sollicitations.

Après vérification de la structure initiale pour un béton $f_{c28} = 10$ MPa pour les poutres et chaînages du niveau RDC et $f_{c28} = 20$ MPa pour le reste des éléments, on a constaté des insuffisances dans la section des armatures longitudinales et flèches. Après réhabilitation des éléments concernés par chemisage on a ajouté des armatures longitudinales ce qui rend la flèche inférieure à celle admissible.

En conclusion, les résultats obtenus ont montré l'augmentation de la rigidité des éléments structuraux et une réduction des flèches.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] Perfectionnement sur les techniques de réhabilitation et de renforcement des structure, rencontres scientifique, SOCOTEC-CTC année 2002.
- [2] Document technique SIKA El-Djazair année2002.
- [3] TANIA CROSTON, « étude expérimentale du comportement d'une poutre en béton arme en flexion 3 points réparée par matériaux composites (approche probabiliste) » thèse de docteur en Génie Mécanique Ecole Nationale Supérieure d'Arts et Métiers Centre de Bordeaux, 20 juin 2006.
- [4] Catalogue des méthodes de réparation et de renforcement des ouvrages
- [5] J. PERCHAT. « Béton Armé, Règles BAEL, Pièces soumises à des sollicitations.
- [6] J.A.CALGARO, maintenance et réparation des ponts, ENPC, année 1997.
- [7] A.PLUMIER,pathologie et réparations structurelles des constructions, ArGenCo, édition 2006.
- [8] J.V.MIRANDA, techniques et systèmes de renfort des structure en béton 2004.
- [9] Règlement eurocode8. Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance au séisme et document d'application nationale AFNOR 2000.
- [10] Benjamin LACLAU et Nicolas SALMON, Étude des spécificités des bétons de la première moitié du 20ième siècle et leur adaptabilité aux nouvelles technologies de renforts composites, Fonds communs de coopération AQUITAINE / EUSKADI 2008.
- [11] Perfectionnement sur les techniques de réhabilitation et de renforcement des règlement eurocode8, conception et dimensionnement des structures pour leur résistance au séisme et document d'application nationale AFNOR 2000.
- [12] Benjamin LACLAU et Nicolas SALMON, Étude des spécificités des bétons de la première moitié du 20ième siècle et leur adaptabilité aux nouvelles technologies de renforts composites, Fonds communs de coopération AQUITAINE / EUSKADI 2008.
- [13] JC Carlès entretien réparer et renforcer les ouvrages en béton armée, la précontrainte additionnelle: la conception et les études préalables, Ouvrages d'Art du CETE Méditerranée, 2007.
- [14] Madi Rafik, Guenfoud Mohamed , Renforcement des poteaux rectangulaires en béton armé par PRF, 21ème Congrès Français de Mécanique, Bordeaux, France , 26-30 août 2013.

[15] Abdelhakim BEDDIAR , Renforcement des Poutres en Béton Armé à l'Aide de Matériaux Composites Etude Théorique et numérique, mémoire magister En Génie Civil,2004
departement de genie civil faculte des sciences de l'ingenieur universite de biskra.

Netographie

[NET 01] <http://www.concretecorrosion.net>

[NET 02] <http://www.sika.com>