

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

2/03



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Laboratoire Construction et Environnement

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Thème:

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

**Renforcement des poutres en béton
armé soumises à la flexion simple
par les matériaux composites**

Proposé par:

M^{me}. N. BAUCHE

Dirigé par:

M. M. ABDESSEMED
M^{me}. N. BAUCHE

Etudié par:

Amine BOUDJAKDJI
Ahmed LAICHAOUI

Promotion 2003

ملخص

- الهدف من هذا العمل هو دراسة سلوك روافد الخرسانة المسلحة المعرضة لعزم الإنحناء الممتدة و/أو المرممة بتقنية المواد المركبة (صفيحة الكربون و نسيج ألياف الكربون).
هذه الدراسة تحتوي على قسمين أساسيين
- دراسة نظرية سمحت لنا بتحديد مقاييس الروافد المخضعة للتجارب.
 - دراسة تطبيقية سمحت لنا بتبيان الإسهام الإيجابي للمواد المركبة على الروافد المحطمة تماماً.

كلمات مفتاحية

الروافد- النقوية - الترميم- المواد المركبة - ألياف الكربون

Résumé

L'objectif de ce travail est d'étudier le comportement des poutres en béton armé soumises à la flexion simple confortées (renforcées et/ou réparées) par la technique des matériaux composites (lamelle de carbone et tissu de fibres de carbone).

Cette étude comporte deux grandes parties

- Une étude théorique qui nous a permis de dimensionner les pièces d'essais;
- Une étude expérimentale qui nous a permis de mettre en évidence l'apport bénéfique des matériaux composites sur les pièces endommagées.

Mots clés:

Poutres. renforcement, réparation, matériaux composites, fibres de carbone.

Abstract

The objective of this work is to study the behavior of reinforced concrete beams subjected to the pure bending, (reinforced and/or repaired) by the composite materials technique (plate of carbon and carbon fibers textile).

This study includes two great parts

- A theoretical study which enabled us to dimension the parts of tests;
- An experimental study which enabled us to highlight the beneficial contribution of composite materials on the damaged parts.

Key words

Beams. reinforcement, reparation, composite materials, carbon fibers.

Dédicaces

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

*Je dédie ce travail, fruit de terribles et
d'énormes sacrifices:*

- *A mes très chères parents et à ma très chère tante
ZOUINA, pour toute l'aide et le soutien qu'ils m'ont offert tout
au long de mes études.*
- *A mes grand-mères et grand-père.*
- *A mes frères et sœur.*
- *A toute la famille LAICHAOUI et TOUATI.*
- *A tous mes amis de MANSOURAH, de RUBA et de
l'ENP.*

Ahmed.

Dédicaces

Je dédie ce travail,

- *A mes très chers parents, qui étaient toujours à mes cotés, non seulement durant ce travail, mais aussi tout au long de mes études.*

- *A mon frère Kamel.*
- *A mes sœurs Djazia et Soraya.*
- *A toute ma famille.*
- *A toute la promotion 2003 de l'E.N.P.*
- *A tous mes amis de BLIDA, de R.U.B.A et de l'E.N.P.*
- *A tous ceux qui, de près ou de loin, par leur soutien m'ont apporté un plus.*

Amine.

Remerciements

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Nos sincères remerciements et notre profonde reconnaissance vont à notre promotrice M^{me} BAUCHE pour son dévouement, ses conseils et son soutien tout le long de l'élaboration de ce travail.

Nous remercions également M^r ABDESSEMED pour l'aide qu'il nous a apporté.

Nous tenons à remercier toute l'équipe de SIKA Outre Mer et à leur tête M^r BOUHAMADI pour son soutien matériel..

Nous n'oublions pas de remercier M^r EL AMRI Rachid le technicien de laboratoire, qui nous a énormément aidé dans notre travail pratique.

Nos remerciements vont aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner et d'évaluer notre travail.

Finalement, nous remercions tous les enseignants qui ont participé à notre formation, à toute la promotion 2003 et tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin.

Sommaire

Chapitre I: Introduction générale	
1.1. Introduction	1
1.2. Objectif de l'étude	2
1.3. Présentation de l'étude	2
Chapitre II: Synthèse bibliographique	
2.1. Introduction	4
2.2. Matériaux composites	4
2.2.1. Définition	4
2.2.2. Le système composite	5
2.2.3. Composite de grande diffusion et composite de haute performance	7
2.2.4. Les renforts	7
2.2.4.1. Verre	8
2.2.4.2. Carbone	10
2.2.4.3. Aramide	12
2.2.4.4. Autres renforts	13
2.2.5. Charges renforçantes	15
2.2.6. Préparation du renfort et tissage	15
2.2.7. Les matrices	18
2.2.7.1. Matrices thermoplastiques	18
2.2.7.2. Matrices thermodurcissables	20
2.2.7.3. Matrices métalliques	23
2.2.7.4. Préparation des matrices ou formulation	24
2.3. Renforcement des ouvrages par les matériaux des composites	25
2.3.1. Les composites dans la construction	25
2.3.2. Désordres affectant les ouvrages en Génie Civil	25
2.3.2.1. Dégradation des matériaux	25
2.3.2.2. Désordres dus aux erreurs de conception ou d'exécution	27
2.3.2.3. Modification des conditions d'exploitation ou d'utilisation des ouvrages	28
2.3.3. Techniques de réparation par matériaux composites	28
2.3.3.1. Technologie de réparation	28
2.3.3.2. Procédé de mise en œuvre des renforts composites	28
2.3.4. Composites à fibres de carbone dans le Génie Civil	31
2.3.4.1. Généralités	31
2.3.4.2. Les fibres de carbonées	31
2.3.4.3. Propriétés des fibres de carbone	32
2.3.4.4. Comparaison avec les autres fibres et les aciers	32
2.3.4.5. Semi produit de renforcement	32
2.3.4.6. Intérêts des fibres de carbone dans le bâtiment et les travaux publics	36
2.4. Utilisation des fibres de carbone dans la réhabilitation	36
2.4.1. Remplacement des tôles métalliques par les fibres de carbone	36
2.4.2. Utilisations industrielles des composites à base de fibre de carbone	37
2.4.2.1. Au Japon	37
2.4.2.2. Aux États-Unis	39
2.4.2.3. Au Canada	40
2.4.2.4. En Europe	41

2.4.2.5. Réhabilitations à partir de plats pultrudés et de tissus	42
2.5. Conclusion	43
Chapitre III: Etude théorique	
3.1. Introduction	46
3.2. Comportement des poutres en BA soumises à la flexion	46
3.2.1. Lois de comportement	46
3.2.1.1. Le béton	46
3.2.1.2. L'acier	53
3.2.1.3. Le béton armé	55
3.2.2. Dimensionnement des poutres d'essai	60
3.2.2.1. Modes de ruptures envisagés	60
3.2.2.2. Dimensionnement des poutres	61
3.2.2.3. Détermination des armatures	62
3.3. Comportement des poutres en BA renforcées par des fibres de carbone	65
3.3.1. Critères de résistance du renfort	65
3.3.1.1. Traction dans la direction des fibres	65
3.3.1.2. Compression dans la direction des fibres	65
3.3.1.3. Traction et compression transversales	65
3.3.2. Dimensionnement des poutres renforcées	66
3.3.2.1. Loi de comportement du renfort	67
3.3.2.2. Poutre renforcée avant chargement par SIKAWRAP	67
3.3.2.3. Cas d'une poutre renforcée avant chargement par SIKACARBODUR	68
Chapitre IV: Etude expérimentale	
4.1. Introduction	70
4.2. Programme expérimentale	70
4.2.1. Variables de l'étude	70
4.2.2. Détermination des armatures	71
4.2.2.1. Caractéristiques mécaniques	71
4.2.2.2. Rupture par flexion	71
4.2.2.3. Ferrailage	72
4.2.3. Caractéristiques du béton armé mis en œuvre	73
4.2.3.1. Composition du béton	73
4.2.3.2. Caractéristiques mécaniques	73
4.2.4. Caractéristiques des matériaux composites	74
4.2.4.1. SIKACARBODUR LAMELLE	75
4.2.4.2. SIKADUR 30 COLLE	75
4.2.4.3. PROCÉDE SIKAWRAP (SIKAWRAP HEX 230 C)	76
4.2.4.4. SIKADUR 330	76
4.2.4.5 Composite: SIKAWRAP HEX 230 C/ SIKADUR 330	77
4.2.4.6. Produits d'injection des fissures- SIKADUR 52 Injection	77
4.2.4.7. Produit de ragréage- SIKADUR 41 RAGREAGE	78
4.2.5. Mise en œuvre des matériaux composites	78
4.2.5.1. Renforcement des ouvrages par le procédé SIKACARBODUR	78
4.2.5.2. Renforcement des ouvrages par le procédé SIKAWRAP	79
4.3. Dispositifs expérimentaux et instruments de mesure	80
4.3.1. Préparation des poutres	80
4.3.2. Machine d'essai et appareils de mesure	82
4.3.2.1. Machine d'essais	82

4.3.2.2. Appareils de mesure	82
4.4. Résultats expérimentaux	86
4.4.1. Commentaires	86
4.4.1.1. Poutres témoins	86
4.4.1.2. Poutres renforcées	87
4.4.1.3. Poutres réparées	88
4.4.2. Analyse des résultats	90
4.4.2.1. Poutres renforcées	90
4.4.2.2. Poutres réparées	91
4.5. Conclusion	96
Chapitre V: Conclusion générale	
5.1. Limitation de l'étude	97
5.2. Conclusion	97
5.3. Recommandations pour des recherches ultérieure	98
Bibliographie	99
Annexes	100

Liste des tableaux

N°	Titre	Page
2.1	Typologie de base des renforcements	8
2.2	Constituants de la fibre de verre	8
2.3	Typologie et caractéristiques des fibres de verre	9
2.4	Caractéristiques essentielles des fibres de verre	10
2.5	Etape de fabrication des fibres de carbone	10
2.6	Typologie des fibres de carbone	11
2.7	Caractéristiques essentielles des fibres de carbone	12
2.8	Les deux types de fibre Aramide	13
2.9	Caractéristiques essentielles des fibres Aramide	13
2.10	Caractéristiques essentielles des charges renforçantes	15
2.11	Les matrices les plus utilisées	18
2.12	Caractéristiques essentielles des techno plastiques	19
2.13	Caractéristiques générales des résines therm durcissables	20
2.14	Caractéristiques essentielles des résines polyester	21
2.15	Caractéristiques essentielles des résines phynoliques	21
2.16	Caractéristiques essentielles des polyuéthanes	22
2.17	Caractéristiques essentielles des époxydes	23
2.18	Caractéristiques générales des polyimides	23
2.19	Variation extrême de formulation des composites	25
4.1	Modes de rupture des pièces d'essais	70
4.2	Dimensions des lamelles	75
4.3	Consommation de la colle	79
4.4	Tableau récapitulatif des résultats	92

Liste des figures

N°	Titre	Page
2.1	Composants de base	5
2.2	Production des fibres de carbone	11
2.3	Tissus	16
2.4	Nappes	16
2.5	Armure unidirectionnelle	17
2.6	Tresses	17
3.1	Essai de compression	47
3.2	Essai de traction par fendage	48
3.2.bis	Essai de traction par flexion	48
3.3	Diagramme contraintes-déformations (réel)	51
3.4	Diagramme contraintes-déformations	51
3.5	Diagramme parabole-rectangle	52
3.6	Diagramme rectangulaire simplifié	53
3.7	Courbes typiques contraintes-déformations pour l'acier	54
3.8	Courbes contraintes-déformations des aciers	55
3.9	Processus de développement de la fissuration et de la ruine d'une poutre soumises à la flexion simple	58
3.10	Section de la poutre	61
3.11	Dispositif de chargement	61
3.12	Dimensions des poutres	62
3.13	Loi de comportement du renfort	67
4.1	Détermination du mode de rupture	71
4.2	Coupe transversale	73
4.3	Coupe longitudinale	73
4.4	Emplacement des jauges de béton	83
4.5	Emplacement des jauges d'aciers	83
4.6	Schéma de quadrillage de la poutre	83
4.7	Emplacement des comparateurs	84
4.8	Courbe force-flèche da la poutre F1A	86
4.9	Courbe force-flèche da la poutre F1B	87
4.10	Courbe force-flèche da la poutre F3A	89
4.11	Courbe force-flèche da la poutre F3B	89
4.12	Courbe comparative force-déformation d'acier	90

Liste des photos

N°	Titre	Page
4.1	Contact vérin-répartiteur	84
4.2	Machine d'essais	84
4.3	Pont d'extensométrie	85
4.4	L'emplacement des comparateurs	85
4.5	Mise en place des jauges d'acier	85
4.6	Poutres d'essai	93
4.7	Poutres F1A et F3B	93
4.8	Poutre témoin F1A après chargement	93
4.9	Poutre F3B après chargement à réparer	93
4.10	Poutre F2B avant écrasement	94
4.11	Poutre F2B après écrasement	94
4.12	Poutre F2A avant écrasement	94
4.13	Poutre F2A après écrasement	95
4.14	Poutre F3B réparée	95

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

CHAPITRE I

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I: Introduction générale



1.1. Introduction

Les matériaux composites sont utilisés par l'homme depuis des millénaires dans le domaine de la construction. Le pisé de paille et d'argile est un des plus anciens matériaux dont l'idée première est exactement celle des composites : exploiter la résistance à la rupture des fibres, en laissant à une matrice de qualité mécanique inférieure le soin de maintenir ces fibres dans la forme voulue.

Depuis des milliers d'années, l'homme a cherché à se protéger, sa sécurité dépendait pendant de nombreux siècles de protections dures, massives donc lourdes. La notion de constructions légères et souples ne date que de quelques décennies.

Si depuis longtemps de nombreux matériaux dits « nouveaux » tels que les composites ont été inventés et testés, leurs utilisations sont restées longtemps limitées aux applications militaires, à la conquête spatiale ou à l'industrie aéronautique.

Plusieurs raisons ont permis à ces matériaux nouveaux de s'implanter dans l'industrie, y compris dans le domaine des travaux publics :

- *des raisons politiques* : la chute du mur de Berlin et l'effondrement du bloc de l'Est ont brutalement changé les mentalités. Les producteurs des matériaux nouveaux étant souvent limités à des utilisations dites stratégiques, le manque brutal de commandes militaires les a obligés à chercher d'autres marchés ;
- *des raisons économiques* : dès 1992, l'industrie aéronautique a traversé une crise très importante. Les commandes d'avions ont brutalement chuté ;
- *des raisons géographiques* : le Japon est le pays le plus avancé dans les constructions parasismiques renforcées par des composites. Depuis le séisme de Kobe (1995), de nouvelles normes drastiques sont appliquées. Cependant d'autres zones peuvent être touchées par les tremblements de terre par exemple la Californie (1989) et, plus récemment l'Italie (1997). Aujourd'hui, dans la plupart des pays industrialisés, de nouvelles normes sont en cours d'élaboration ;
- *des raisons techniques* : dans le domaine du génie civil, les ouvrages d'art construits depuis des décennies sont de plus en plus sollicités par le développement des transports de fret. Par exemple, en Europe, à partir de 1999, tous les ouvrages d'art devront être capables de supporter des camions de 40 tonnes ;

- *des raisons climatiques* : dans tous les pays du monde les routes et les ouvrages d'art doivent être disponible toute l'année. Pour beaucoup de pays, cela sous-entend le dégivrage en période hivernale, par le répandage d'énormes quantités de sels qui engendrent la corrosion des aciers et la pollution des nappes phréatiques ;
- *des raisons architecturales* : dans le domaines de la construction, les architectes sont toujours à la recherche de matériaux mécaniquement plus performants pour limiter les surfaces porteuses et donner libre cours à leur imagination dans la forme des bâtiments ils cherchent également à augmenter les surfaces vitrées afin de libérer nos habitations du confinement de l'espace.

1.2. Objectif de l'étude

L'étude des différentes pathologies des ouvrages en béton armé met en évidence des endommagements de matériaux et de structures dus à des erreurs de conception, à des modifications de conditions d'exploitation, au vieillissement des matériaux.

Une enquête menée en 2003 par le CTTP montre que 43.60% des ouvrages présentent des désordres qui nécessitent des travaux de confortement. Et après le séisme du 21 Mai 2003 qui a frappé l'Algérie, viennent s'ajouter 86106 ouvrages endommagés uniquement dans la Wilaya d'Alger. Parmi ces ouvrages figurent 60488 habitations collectives, 14457 individuelles, 422 infrastructures scolaires, 53 équipements relevant du secteur de la santé, 35 de la formation professionnelle et 19 de la jeunesse et des sports.

Cette lecture statistique nous oblige à tirer la sonnette d'alarme vue le nombre très important des ouvrages anciens qui doivent être réhabilités, les matériaux composites grâce à leurs caractéristiques mécaniques élevées et leur faible poids propre, leur aptitude au formage et au moulage sont des matériaux particulièrement intéressent pour le confortement des ouvrages en génie civil. L'objectif principal de cette étude est de faire connaître cette technique de réparation et de contribuer à son introduction en Algérie.

1.3. Présentation de l'étude

L'essentiel de notre travail a été résumé et présenté dans ce projet qui comporte cinq chapitres.

Le chapitre I: introduction générale, elle situe le problème et met l'accent sur son importance.

Le chapitre II donne une synthèse bibliographique sur les techniques de renforcement par matériaux composites.

Le chapitre III s'intéresse aux comportements des poutres en béton armé (avec ou sans renforcement) soumises à la flexion simple.

Le chapitre IV présente l'expérimentation qui a été faite au laboratoire du département génie civil de l'Ecole. Il met en évidence le choix du modèle d'essai, les variables de l'étude et rapporte les résultats obtenus tenant compte des difficultés rencontrées au cours de ce travail.

Enfin une conclusion générale et des recommandations pour d'éventuelles futures recherches sont représentées en chapitre V.

CHAPITRE II

RENFORCEMENT DES OUVRAGES PAR DES MATERIAUX COMPOSITES

Chapitre II: Synthèse bibliographique

Renforcement des ouvrages par matériaux composite

2.1. Introduction

Le renforcement est une opération qui consiste à augmenter le niveau de service (augmentation de la résistance, de la déformabilité, de la ductilité) d'une construction pour en permettre l'utilisation dans des conditions non prévues à l'origine ou de lui procurer une protection suffisante contre les sollicitations dont il n'a pas été tenu compte dans les calculs.

Le choix des méthodes de confortement doit satisfaire les objectifs suivants:

- L'utilisation optimale des structures principales avec un volume minimal des travaux de confortement.
- Le minimum de travaux isolés (ponctuels) pour éviter un coût élevé du confortement.
- Une interruption minimale du processus d'exploitation pendant le confortement.
- Une mécanisation optimale et une technologie d'exécution élevée.

Le renforcement des ouvrages par des matériaux composites constitue une solution moderne surtout dans les zones soumises aux ondes sismiques importantes.

Les avantages des matériaux composites se caractérisent par une grande résistance, une aptitude au formage, un faible poids propre et une réalisation facile.

2.2. Matériaux Composites

2.2.1. Définition

Un matériau composite résulte de l'association intime d'au moins deux matériaux *non miscibles*, dont les qualités se combinent avec synergie. C'est donc par essence même, un produit hétérogène.

Pour les composites plastiques, qui font l'objet de cette étude, les deux constituants sont les suivants :

- **Le renfort** : Il constitue l'armature ou le squelette assurant la tenue mécanique (résistance à la traction et rigidité). Il est, par définition, de nature filamentaire (fibre minérale ou organique).

- **La matrice** : Elle lie les fibres renforts, répartit les efforts (résistance à la flexion ou à la compression) et assure la protection chimique, en donnant de plus la forme du produit réalisé. C'est, par définition, un polymère ou une résine organique.

En fait, outre ces deux constituant de base, on trouve également :

- **L'interface**, qui assure la compatibilité renfort-matrice, en transmettant les contraintes de l'un sur l'autre, sans déplacement relatif (bonne adhérence en couche fine : de l'ordre du micron).

- **Des charges**, apportant des propriétés particulières ou complémentaires, ou encore permettant un abaissement du prix de revient.

Contrairement aux renforts, les charges ne sont pas filamenteuses, elles se présentent sous forme de particules.

- **Des additifs spécifiques** : catalyseur, accélérateur de polymérisation, agent tixotropique

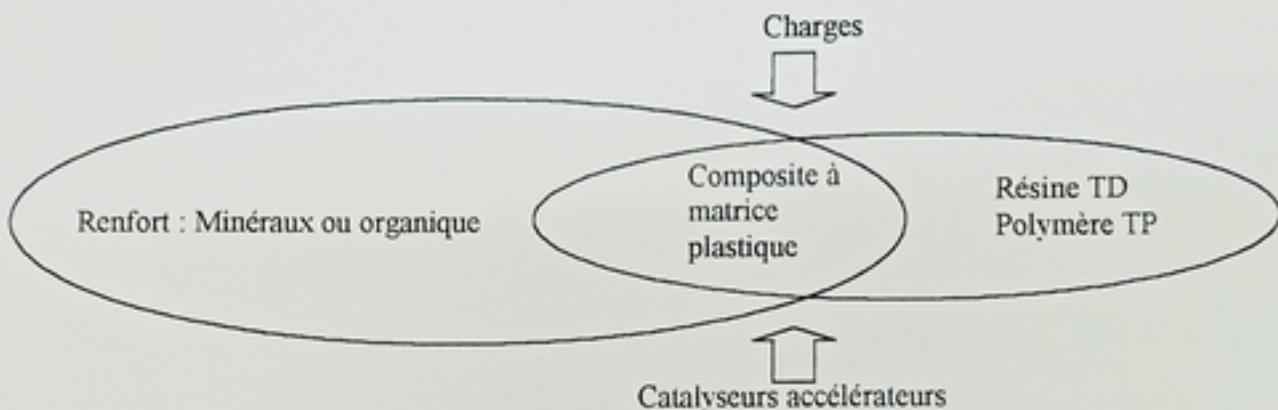


Fig 2.1. Composants de base

2.2.2. Le système composite :

A l'opposé des matériaux techniques traditionnels, le composite doit, au niveau de ses propriétés, s'adapter aux exigences de conception, alors que la conception découle habituellement, des propriétés des matériaux constitutifs.

On réalise en quelque sorte, en une même fois le matériau et le produit, d'où un concept nouveau.

Le résultat étant un *système* qui inclut :

- La nature, la texture et la forme du renfort,
- Le taux de renforcement,
- La nature de la résine et des charges ou additifs,
- La géométrie de la pièce à réaliser,
- Le procédé de mise en œuvre utilisé.

En particulier, le couple constituant/procédé est indissociable, car les propriétés de la structure à réaliser en dépendent étroitement, et celles-ci ne seront identifiées qu'au stade du produit fini élaboré.

Le but recherché est donc d'orienter au mieux les renforts en fonction des efforts ou contraintes auxquels la structure est soumise, c'est-à-dire de placer seulement le coût au niveau les plus sollicités et non partout ailleurs, comme on le fait souvent avec des matériaux homogènes.

On réalise en quelque sorte une anisotropie contrôlée (propriétés sur mesure).

2.2.3. Composites de grande diffusion et composites de hautes performances :

Il nous faut distinguer deux types de composites :

- Les composites « de grande diffusion » (G.D) :

Les plus courants, qui proviennent essentiellement du couple fibre de verre E / résine polyester ou verre E /technopolelymères, avec un taux de renforcement voisin de 30% (en masse), ils représentent actuellement les plus gros volumes d'emplois avec un bon compromis *performances /coûts* voisin des métaux.

- Les composites « hautes performances » (HP) :

Encore peu développés, issus surtout des associations de fibres longues de verre R , carbone, ou aramide avec des résines époxydiques et des taux élevés de renfort, supérieurs à 50% .Leurs propriétés mécaniques, en particulier la résistance mécanique et le module spécifique (R/d et E/d) ,sont nettement supérieures à celles des faibles coefficients de sécurité (par exemple de l'ordre de 1,5 et moins pour des structures aéronautiques et spatiales) puisqu'on limite l'empirisme, alors que ceux utilisés pour des structures en composites GD sont beaucoup plus importants (6 et plus pour des cuves ou des bateaux) .

2.2.4. Les renforts :

Il ne faut pas confondre renforts et charges, une charge apporte une propriété spécifique à la matière (par exemple, meilleure tenue à la température, voire abaissement du cout), alors qu'un renfort contribue uniquement à améliorer ses caractéristiques mécaniques face à des contraintes dynamiques. Pour cela, on utilise des renforts sous forme filamentaire allant de la particule allongée à la fibre continue.

La fibre renfort, qui peut comporter plusieurs milliers de filaments, apporte donc toujours la tenue mécanique de la structure composite (la matrice apportant la forme et la tenue chimique).

On caractérise la fibre renfort par son titre « tex » qui correspond au poids en grammes d'un kilomètre de fil.

En générale, dans une structure composite (anisotrope), les fibres travaillent bien en traction mais, en comparaison avec les structures métalliques (isotrope), les performances en compression sont moins bonnes et la résistance au cisaillement demeure faible. D'ou l'intérêt de les associer en forme pour obtenir une charpente résistante *ad hoc*.

En fonction des propriétés recherchées, on distingue trois grands types de renforcement : tableau de la figure 2.1.

Dans une structure composite, le renfort peut représenter un taux massique de 20 à 80% ce qui influence directement la tenue mécanique de celle-ci (figure 2.2)

Ces préalables conduisent à l'analyse des différentes natures de renforts utilisés.

Tableau 2.1 Typologie de base des renforcements

Résistance recherchée	Type de renforcement
Unidirectionnelle	-fils parallèles sans torsion dit « roving »
	-nappe de fils
	-fils coupés
	-feutre de fils coupés dit « mat »
Multidirectionnelle	-mat à fibres continues
	-tissu bi ou tri-directionnel
	-tresse

2.2.4.1. Verre :

La fibre de verre constitue le renfort essentiel des composites G.D et fait l'objet d'une consommation très importante.

a). Base :

On la réalise à partir de silice (Si O_2), dont les sources sont abondantes, et par mélanges d'additifs on produit trois types de verre utilisables dans les composites.

Tableau 2.2 Constituants de la fibre de verre

Principaux constituants (%)	Type de verre		
	E	D	R
Silice (SiO_2)	53-54	73-74	60
Alumine (Al_2O_3)	14-15		25
Chaux (CaO)	20-24	0.5-0.6	9
Magnésie (Mg O)	20-24	0.5-0.6	6
Oxyde de bore (B_2O_3)	6-9	22-23	

b). Obtention :

On procède par coulé du verre en fusion (1250°C) au travers de filières en platine-rhodium (Diamètre 5 à 24 microns), suivi d'étirages successifs.

Il existe deux procédés de filage du verre :

- L'étirage mécanique par filage à grande vitesse (55 à 1500 filaments plus ou moins fins) (Diamètre 5 à 24 microns), qu'on appelle silionne.
- L'étirage pneumatique, qui produit une mèche de fibres discontinues (longueur = 5 à 80 cm) qu'on appelle verranne.

c). Structure de la fibre :

La silionne, qui est une fibre continue, apporte une bonne résistance mécanique, la veranne qui est une fibre sous forme de mèche (analogie avec la laine ou le coton), permet un meilleur accrochage de la résine (tenue au délaminage) et accroît la part de celle-ci. Mais ses caractéristiques mécaniques sont réduites (elle est de ce fait moins utilisée en composite).

Les fibres destinées aux composites reçoivent un *ensimage* (dispersion aqueuse) qui assure plusieurs fonctions :

- La protection du fil contre l'abrasion en fabrication (lubrifiant),
- La liaison entre filaments (liant),
- La compatibilité verre-résine (agent d'accrochage).

d). Classes :

En fonction de la composition des constituants de base on obtient les différents types de verre cités précédemment, qui se distinguent par leurs utilisations.

Tableau 2.3. Typologie et caractéristique des fibres de verre

Types de verre	Caractéristiques essentielles	Typologie de composites
E	usages courants	GD
D	propriétés diélectriques	Pour circuits imprimés
R	haute résistance mécanique	HP

Dans l'usage courant, la fibre de verre est désignée par deux lettres et deux chiffres :

1^{er} lettre : type de verre E, D, ou R

2^e lettre : mode de filature, C = continu (silionne), D = discontinu (verranne)

1^{er} chiffre : diamètre du monofilament (microns)

2^e chiffre : titre (tex)

Tableau 2.4. *Caractéristiques essentielles des fibres de verre*

Avantages	Handicaps
<ul style="list-style-type: none"> • rapport performances mécanique/prix • bonne résistance spécifique (pour verre R) • bonne adhérence avec toutes les résines • tenue à température élevée (50% de la résistance conservé à 350°C) • dilatation et conductivité thermiques faibles • bonnes propriétés diélectriques 	<ul style="list-style-type: none"> • faible module (par rapport à carbone ou aramide) • vieillissement au contact de l'eau

2.2.4.2. Carbone :

La fibre de carbone est la plus utilisée pour les composites HP.

a) Base :

Les fibres de bas de gamme sont préparées à partir de brai .Les meilleures sont actuellement produites à partir de fibres organiques de polyacrylonitrile (PAN).

b) Obtention :

Pour produire le précurseur PAN, on dissout le polymère dans un solvant qui s'écoule ensuite dans une filière pour donner une fibre coagulée. On procède ensuite à la carbonisation de celle-ci sous atmosphère d'azote dans des fours de pyrolyse. On obtient ainsi le départ successif des atomes d'hydrogène, d'azote, et d'oxygène ; les produits volatils sont extraits, et l'on réalise ainsi, en ne gardant que les atomes de carbone, une fibre de structure graphique (97 à 98% de carbone).

Tableau 2.5. *Etapas de fabrication des fibres de carbone*

Etapas successives	Températures (°C)	Type de fibres obtenues
oxydation	250-400	
carbonisation	600-1300	haute résistance (HR)
graphitisation	>1800	haut module (HM)

L'opération entraîne, par nature des coûts de production très élevés (forte dépense énergétique), et des pertes de matière (il faut 1,8 kg de PAN pour produire 1kg de fibre de carbone).

Le diamètre moyen du filament est de 6 à 7 microns.

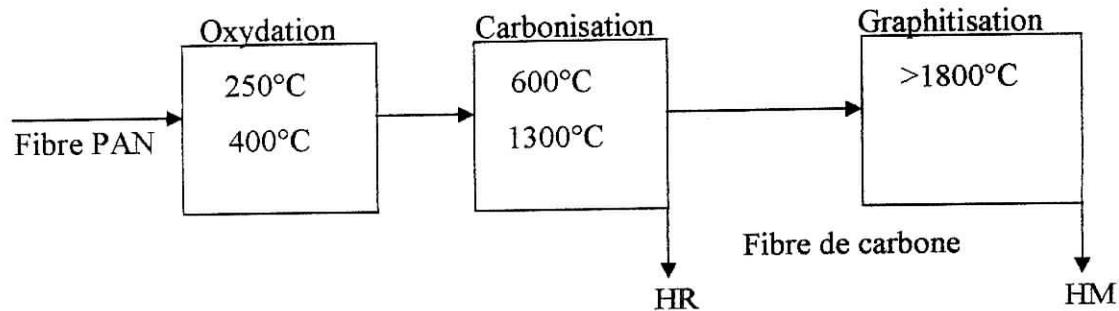


Figure 2.2. Production des fibres de carbone

c). Classes :

On distingue trois types de fibres, comme l'indique le tableau 2.5.

Tableau 2.6. Typologie des fibres de carbone

Fibre	Densité	Résistance traction (MPa)	Module flexion (GPa)
haute résistance (HR)	1,8	3000-5000	250
haut module (HM)	2,2	2500-3000	500

d.) Caractéristique générale :**Tableau 2.7. Caractéristiques essentielles des fibres de carbone**

Avantages	Handicaps
<ul style="list-style-type: none"> - excellentes propriétés mécanique (Rt,Rc,E) - très bonne tenue en température (en atmosphère non oxydation). - dilatation thermique nulle - bonne conductibilité thermique et électrique - amagnétisme et perméabilité aux rayons X - bonne tenue à l'humidité - usinabilité aisée - faible densité <2 	<ul style="list-style-type: none"> - prix très élevé - précautions à prendre dans la mise en œuvre (fibres cassantes) - tenue limitée aux chocs et à l'abrasion - mauvais comportement chimique - adhésion difficile avec les résines

2.2.4.3. Aramide

La fibre d'aramide est directement issue de la chimie organique.

a) Base :

On part de polyamides aromatiques à liaisons amides, d'où leur nom aramide, dont les propriétés sont différentes des polyamides aliphaliques courants (type PA 6-6 « nylon »).

b). Obtention :

La fibre renfort est produite par synthèse chimique à base température (-10°C) et l'on opère par cristaux liquides en solution (lyotropique), ce qui donne molécules auto-orientées, donc une bonne tenue mécanique.

Le diamètre moyen du filament est de 19 microns.

c). Classes :

On produit deux types de fibres : bas module et haut module, seul ce dernier est utilisé dans l'application composite.

Tableau 2.8. Les deux types de fibres aramide

	Module (GOa)	Utilisation
bas module	70	câbles, gilets pare-balles
haut module	130	composites HP

d) Caractéristique générale :**Tableau 2.9.** Caractéristiques essentielles des fibres aramide

Avantages	Handicaps
<ul style="list-style-type: none"> - bonne résistance spécifique à la traction - très faible densité (1,45) - dilatation thermique nulle - absorption des vibrations amortissement - excellente résistance aux chocs et à la fatigue - bon comportement chimique vis à vis des carburants. 	<ul style="list-style-type: none"> - prix élevé - faible tenue en compression - reprise d'humidité importante (4%) nécessitant un étuvage avant imprégnation - faible adhérence avec les résines d'imprégnation. - sensibilité aux UV - usinabilité difficile - tenue au feu, décomposition à 400°C

2.2.4.4. Autre renforts :**a). Bore et carbure de silicium :**

Ces deux types de renfort font appel au même principe de fabrication et ont des propriétés et des domaines d'application voisins. Leur utilisation reste toutefois très marginale.

b). Base : bore, bore-carbure de bore, Carbure de silicium, bore-carbure de silicium.

c). Obtention :

On opère par dépôt en phase gazeuse sur une âme en tungstène portée à 1200°C, qui sert de substrat.

Le diamètre du monofilament est plus important que pour les autres fibres (100 à 150 microns).

Les prix et difficultés de mise en œuvre (fragilité, usinage difficile, manipulation dangereuse) freinent le développement de ces types de renforts.

d). Silice et quartz :

Cette fibre, obtenue à partir de quartz ou de silice par fusion, est surtout utilisée dans les composites à haute tenue thermique (bonnes propriétés d'ablation avec des résines phénoliques).

Remarques :

- Pour des structures peu sollicitées, on utilise parfois des renforcements de fibres organiques courantes (polyamide ou polyester).
- On cherche aussi à mettre au point de nouvelles fibres renforts de hautes performances plus économiques.
- Il faut noter encore la possibilité d'emploi de polyéthylène de haut module (base carbonée), qui permet d'obtenir des fibres de grande rigidité (200 fois celle du PE classique, comparable à l'acier avec une densité 8 fois plus faible), mais cette fibre reste onéreuse et sa mouillabilité difficile.
- Enfin signalons l'emploi également possible de trichites (ou *Wiskers*), charges renforçantes issues d'alliages métalliques. Leur coût reste néanmoins encore très onéreux.

2.2.5. Charges renforçantes :

Ce sont des microbilles de verre creuses (sphères de 10 à 150 microns de diamètre), qui régularisent la répartition des efforts et évitent les concentrations de contraintes avec un faible rapport surface-volume.

Tableau 2.10. *Caractéristiques essentielles des charges renforçantes*

Avantages	Handicaps
<ul style="list-style-type: none"> - très faible densité (0,1 à 0,4) - régularité de forme sphérique - choix possible du diamètre (10 à 150 microns) - inertie chimique - faible rapport surface/volume permettant de réaliser des taux de charge élevée - accroissement de la rigidité et de la tenue en compression. - abaissement du prix de revient. 	<ul style="list-style-type: none"> - précautions à prendre en cours de manipulation (protection des yeux, mains, nez) car ces microbilles se présentent sous forme de poudre très fine et très légère - usinage difficile - fragilité en fonction du taux de charges

2.2.6. Préparation des renforts et tissage :

Cette opération constitue un maillon important de la filière des composites. Elle implique un haut niveau de savoir-faire, car elle détermine l'architecture du renfort.

On utilise quatre textures de base :

- unidirectionnelle (fil) ;
- non tissée (mat) ;
- tissée ;
- tressée.

Les deux premières sont réalisées au stade de la production de la fibre renfort, les deux suivantes par des tisseurs professionnels.

a) Tissu :

Un tissu comporte des fils de chaîne et des fils de trame disposés perpendiculairement. Il est caractérisé par les quatre éléments suivants :

- l'armure : mode d'entrecroisement des fils entre eux ;
- le compte : nombre de fils au cm en chaîne et en trame ;

- la nature des fils ;
- le poids/m².

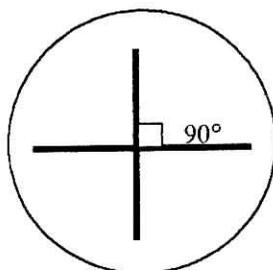


Figure 2.3. *Tissus*

b) Fabrication :

Pour pouvoir être tissées, les fibres doivent d'abord être désensimées. Elles sont alors transformées sur des métiers à tisser :

- à navette = 250 coups/min,
- à lance = 350 à 400 Coups/min,
- ou à jet d'eau = 550 coups/min.

Après tissage, on procède à un traitement spécifique qui permettra d'accrocher les résines d'imprégnation.

Pour des structures très sollicitées (composites HP), on tisse parfois en bi- ou tridimensionnel.

c) Nappe :

Le nombre de fils est nettement plus élevé dans un sens que dans l'autre. Les fils sont parallèles et simplement tenus entre eux par un simple fil. La nappe, qui est unidirectionnelle, permet un renforcement à la demande par croisement de deux nappes qui sont surtout utilisées pour la réalisation de structures minces en composites HP.

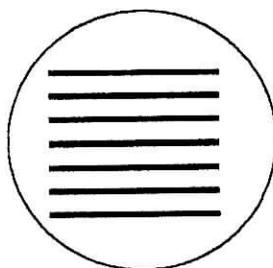


Fig 2.4. *Nappes*

Les tissus ou nappes peuvent être livrés à l'état nu ou imprégnés de résine (état B = pré-imprégnation).

Les principales armures utilisées sont les suivantes.

- *Les toiles ou taffetas :*

Le fil de trame successivement placé au dessus puis au dessous de chaque fil de chaîne et inversement. Sa porosité permet un débullage facile, mais il n'est pas déformable.

- *Les sergés :*

Les fils de chaîne et de trame sont intercroisés selon un ordre et une fréquence programmée pour des lignes diagonales.

Les sergés permettent d'obtenir un nombre de fils plus important que les taffetas.

- *Les satins :*

Comme précédemment, les ordres de chaînes et trames sont programmés pour obtenir de fortes masses spécifiques avec une bonne souplesse.

Ces tissus sont surtout destinés au moulage au contact ou au drapage. Du fait de sa structure, un tissu est peu ou pas déformable sans extension du fil. On réalise des armures bidirectionnelles déformables : les fils sont disposés en nappes placées à 90 les unes des autres et liées entre elles par un petit fil représentant moins de 10% de l'armure.

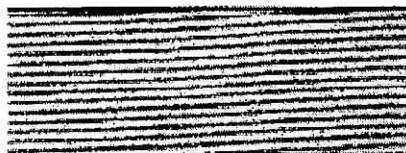


Figure 2.5 Armure unidirectionnelle.

d) Tresse :

Le tressage permet d'obtenir un tissage en gaine tubulaire sur un métier à tresser (cadences= 30 à 40 m/min). La possibilité de déformation d'une tresse est fonction du diamètre de celle-ci. On utilise pour le renforcement des corps de révolution de petit diamètre ou de formes profilées.

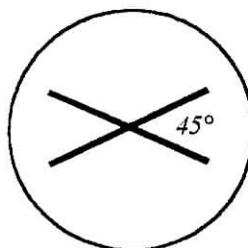


Fig 2.6. Tresses

2.2.7. Les Matrices :

La matrice lie les fibres renfort, répartit les efforts, donne la forme voulue et apporte la tenue chimique de la structure (dont le squelette est le renfort). On utilise surtout des résines thermodurcissables (TD) mais aussi, de plus en plus, des polymères thermoplastique (TP).

A ce niveau il est important de bien comprendre les différences fondamentales de ces deux types de matrices

Actuellement les résines TD sont surtout utilisées avec des fibres longues et les TP avec des fibres plus courtes.

Le tableau 2.11. Indique les matrices les plus utilisées actuellement.

Tableau 2.11. *Matrices les plus utilisées*

TP	TD
polypropylène (PP)	polyester
acrylonitrile-butadiène-styrène (ABS)	vinylester
technoplastiques :	phénolique
polyamide (PA)	époxyde
polytéréphtalates éthylénique et butylénique (PBT et PET)	polyuréthane
poly carbonate (PC)	
poly oxyde de phénylène (PPO)	
polyoxyméthylène (POM)	
polysulfurés (PPS et PSU)	

2.2.7.1. Matrices thermoplastiques

Le renforcement leur confère une meilleure résistance mécanique, une bonne stabilité dimensionnelle, un accroissement de la tenue en température.

Les polymères les plus utilisés sont les technoplastiques (TP techniques) qui, à l'état vierge, possèdent les caractéristiques fondamentales résumées dans le tableau 2.12.

Tableau 2.12. Caractéristiques essentielles des technoplastiques

	Choc	fatigue	Coefficient friction	Chaleur	fluage	Auto-extinguibilité	électrique	chimique	Fissuration sou tension	Eau chaude	Stabilité dimensionnelle	transparence
PC	+			-	-	+	-			-	-	+
PET		+	+	+		+	+		-		+	+
PBT		+	+	-	-	+	+	-	+		+	
PPO	-	-		+	-	+	+			+	+	
PSU	-			+	+	+	+			+	+	+
PPS				+	+	+	+	+	+	+	+	
POM	-	+	+	-	-		-	-		+	+	
PA 66	+	+	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-
PA11	+	-	+	-	-	-	-	+	-	-	-	-

+ : bon - : moyen

On utilise aussi des plastiques semi-techniques comme le PP (peu onéreux et assez stable en température) et, à moindre titre, l'ABS (formes précises).

Enfin plusieurs TP thermostables sont déjà utilisés :

- Polyamide-imide (PAI)
- Polyéther-imide (PEI)
- Polyéther-sulfone (PES)
- Polyéther-éther-cétone (PEEK).

2.2.7.2. Matrice thermodurcissables

Plusieurs paramètres sont à prendre en considération dans le choix de ces résines :

- la viscosité qui caractérise l'aptitude à mouiller le renfort ;
- le temps de vie en pot : temps qui sépare le début du mélange avec catalyseur et accélérateur et la viscosité maximum permise pour mouler le renfort ; elle dépend essentiellement de la température (de 1 à 50 h suivant les systèmes) ;
- la durée de polymérisation qui s'amorce dès la mise en contact du mélange et qui peut être activée par échauffement,
- l'allongement à la rupture en traction de la résine polymérisée qui doit être supérieure à celle du renfort,
- le point de transition vitreuse : température au-delà de laquelle la résine perd ses propriétés mécaniques.

Les propriétés des principales résines utilisées peuvent se résumer comme sur le tableau 2.13.

Tableau 2.13. *Caractéristiques générales des résines thermodurcissables (état vierge)*

Résines	Masse Spécifique (Kg/dm ³)	Résistance Traction (MPa)	Module Flexion (GPa)	Tenue Température (°C)
Polyster	1,2	50-65	3	120
Vinylester	1,15	70-80	3,4-3,5	140
Phénolique	1,2	40-50	3	120-150
Epoxyde	1,1-1,4	50-90	3	150-200
Polyimide	1,3-1,4	30-40	4	250-300
polyuréthane	1,1-1,5	20-70	1	100-120

a) Polyesters insaturés

Ce sont de très loin, les résines les plus utilisées dans l'application composites GD. Elles résultent de la polycondensation de polyacides et de polyalcools, dissous dans un monomère permettant la réticulation.

La résine en solution qui résulte pourra être fixée en forme (tridimensionnelle) sous l'effet d'un catalyseur + accélérateur ou catalyseur + chaleur (sans libération d'eau ou de produits volatils).

Il existe de nombreuses variétés de polyesters, mais les quatre types suivants sont les plus utilisés :

1) Ortho phtaliques : les plus courantes :

- polyacide : anhydride maleique
- polyalcool : propylène glycol
- solvant : styrène

2) Iso phtaliques : bonne tenue chimique et à l'humidité

- Bisphénol : les meilleures caractéristiques chimiques et thermiques.

Caractéristiques générales

Tableau 2.14. *Caractéristiques essentielles des résines polyesters*

Avantages	Handicaps
<ul style="list-style-type: none"> ▪ bon accrochage avec la fibre de verre ▪ translucidité possible ▪ assez bonne tenue chimique ▪ facilité de mise en œuvre (moulage Basse pression) ▪ tenue en température (150 à 200°C) ▪ prix réduit 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ inflammabilité ▪ mauvaise tenue à la chaleur humide (vapeur, eau bouillante) ▪ retrait important (6 à 15%) sauf formulation particulière ▪ durée de conservation en pot limitée

b) Vinylesters

Ces résines sont produites à partir d'acides acryliques et méthacryliques. Elles se caractérisent par l'association d'une bonne tenue mécanique à une excellente résistance à la corrosion.

c) Phénoliques

Ces résines sont issues de la polycondensation phénol + formol.

Caractéristiques générales

Tableau 2.15. *Caractéristiques essentielles des résines phénoliques*

Avantages	Handicaps
<ul style="list-style-type: none"> ▪ bonne tenue au feu et sous température ▪ tenue au fluage ▪ propriétés ablatives ▪ prix réduit 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ faible tenue mécanique ▪ aspect : ocre, jaune marbre (pigmentation difficile) ▪ dégagement d'eau lors du durcissement ▪ sensibilité à l'humidité ▪ durée de conservation limitée

d) Polyuréthanes et polyurées :

Dans l'application composite, on utilise essentiellement des PU élastomériques. La faible viscosité permet alors un bon remplissage du moule.

Les constituants sont livrés à l'état de pré polymères liquide :

- polyols + polyisocyanates pour les polyuréthanes
- polyesters + polyamines pour les polyurées.

Le mélange intime des deux composants donnant les résines PU.

Caractéristiques générales

Tableau 2.16. *Caractéristiques essentielles des polyuréthanes*

Avantages	Handicaps
<ul style="list-style-type: none"> ▪ facilité de moulage in-situ ▪ tenue chimique (eau de mer, gazole, essence) ▪ résistance à l'abrasion ▪ bon vieillissement ▪ astaticité 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ résistance mécanique réduite ▪ combustibilité ▪ coloration difficile

Utilisation type : carrosserie automobile, cartérisation.

e) Epoxydes :

Ces résines sont essentiellement utilisées pour la réalisation des composites HP. Elles proviennent de la réaction entre l'épichlorhydrine et le bis phénol A (ou parfois, épichlorhydrine/polyphénol). La réaction de durcissement nécessite un agent de réticulation ou durcisseur.

On distingue plusieurs classes de résines en fonction du durcissement à froid ou à chaud de la tenue en température : 120 à 130°C ou 180 à 200°C.

*Caractéristiques générales***Tableau 2.17.** *Caractéristiques essentielles des époxydes*

Avantages	Handicaps
<ul style="list-style-type: none"> ▪ tenue mécanique, thermique (130 à 180°C), et à la fatigue ▪ faible retrait (1%) ▪ stabilité dimensionnelle ▪ auto-extinguibilité ▪ bon comportement chimique ▪ excellente adhérence sur fibres et métaux ▪ mise en œuvre sans solvant 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ prix élevé ▪ temps de polymérisation plus élevé que pour polyester ▪ vieillissement sous température ▪ sensibilité à l'humidité ▪ sensibilité au choc

f) Polyimides (ou bismaléimides) et polystyrylpiridines :

Ces résines sont utilisées pour des composites soumis à de fortes contraintes thermiques et lorsque l'on cherche une stabilité dimensionnelle sous haute température (>250°C).

Il existe deux formes de livraison : en résine liquide d'imprégnation et en poudre à mouler renforcée de fibres.

*Caractéristiques générales***Tableau 2.18.** *Caractéristiques générales des polyimides.*

Avantages	Handicaps
<ul style="list-style-type: none"> ▪ résistance mécanique sans fluage ▪ faible coefficient de friction ▪ pratiquement incombustible ▪ adhésivité ▪ bon comportement à l'oxydation et aux radiations ▪ excellente tenue en température (-200 à +260°C) même en présence de solvants. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ sensibilité à l'hydrolyse ▪ transformation difficile ▪ prix élevé

2.2.7.3. Matrices métalliques

Malgré une densité (par rapport à l'eau) importante, elles présentent des propriétés intéressantes pour la réalisation de pièces soumises à des frottements.

Seule la voie aluminium et fibre de bore a été étudiée de façon précise et les résultats obtenus ont été moins bons que prévus.

Il ne faut pas confondre ces composites composés de fibres longues et ayant un pourcentage important de fibres, avec les matériaux métalliques renforcés par des renforts discontinus. Dans ce dernier cas, on obtient principalement une augmentation du module d'élasticité.

2.2.7.4. Préparation des matrices ou formulation

Les résines TD sont très souvent chargées (10 à 20%) pour leur conférer des propriétés spécifiques (stabilité dimensionnelle, diminution et équilibrage du retrait, aspect de surface, réduction de la porosité, tenue à la corrosion, dureté....) ou pour réduire leur prix de revient.

Parmi les charges minérales utilisées, on trouve en particulier les suivantes :

- carbonates de calcium (craie, calcite, dolomie)
- silicates (talc, kaolin),

Et également des additifs du type :

- agents tixotropiques (gel de silice), pour réduire la fluidité de la résine
- anti-retrait (acrylique, éthylénique, styrénique)
- anti-UV
- fongicides
- ignifugeants (hydrate d'alumine, halogènes)
- pigments ou colorants
- agents de démoulage
- catalyseurs (péroxydes), initiateurs de réaction
- accélérateurs de réaction (naphténate de cobalt), pour accroître la vitesse de polymérisation
- inhibiteur de réticulation (hydroquinone).

On rencontre ainsi une grande diversité de types de composites avec des différences de formulation très importantes, comme le soulignent les deux exemples du tableau 2.19.

Tableau 2.19. *Variation extrêmes de formulation des composites*

	Composites GD	Composites HP
Procédés	Compression BMC (verre/polyester)	Enroulement (verre/époxy)
Renforts	10%	85%
résines	35%	15%
charges	50%	0
additifs	5%	0

2.3. Renforcement des ouvrages par des matériaux composites

2.3.1. Les composites dans la construction

Les matériaux composites, grâce à leurs caractéristiques mécaniques élevées, leurs faibles poids propres, leurs très bonnes performances vis-à-vis de la corrosion, leurs aptitudes au formage et/ou moulage permettent :

- De protéger les ouvrages en limitant la corrosion et en assurant de meilleures conditions d'étanchéité.
- De réparer les structures endommagées en cherchant à compenser les pertes de rigidité ou de résistance.
- De renforcer en améliorant leurs performances et leur durabilité.

2.3.2. Désordres affectant les ouvrages en génie civil

2.3.2.1. 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 géographiques de l'ouvrage. Les principales causes de vieillissement sont liées aux phénomènes suivants :

- Chocs, érosion, abrasion ;
- Action des cycles de gel-dégel ;
- Altération physico-chimique du béton ;
- Retrait du béton ;
- Corrosion des armatures métalliques.

a) Erosion, abrasion et chocs

Les ouvrages sujets à l'érosion se situent essentiellement en milieu fluvial et maritime, ils sont soumis au charriage d'éléments solides induits par les courants, à l'action des vagues à chaque marée. La dégradation du béton par frottement se traduit par la création de défauts géométriques de surface, l'apparition d'épaufrure et par des éclatements superficiels qui entraînent la mise à nu des armatures et l'accélération des risques de corrosion.

b) Altération physico-chimique du béton

L'eau et l'hygrométrie des conditions ambiantes sont à l'origine de différents mécanismes de dégradation du béton. L'eau, lors de sa percolation au sein du béton, dissout des constituants tels que la chaux et augmente la porosité du béton. Si de plus l'atmosphère est chargée d'anhydride sulfureux, le béton voit sa résistance mécanique diminuer et son niveau d'alcalinité chuter. Cette perte d'alcalinité peut aussi être induite par la carbonatation du béton. La variation de la nature basique du milieu est une des causes de l'accélération de la corrosion des aciers.

Une autre cause de vieillissement du béton correspond aux mécanismes d'alcali réaction entre les granulats et le ciment. La formation de gels expansifs qui en résulte se traduit par la formation d'étringite au contact de la chaux et des aluminates du ciment qui s'expansent et, en conséquence, fissurent le béton. Les pertes de performances du béton favorisent la corrosion des armatures sous l'action combinée de l'eau et des chlorures.

c) Action des cycles de gel-dégel

Selon le taux de porosité et de perméabilité des bétons, l'eau peut s'infiltrer et, sous l'action du gel, gonfler, générer des contraintes internes et créer des fissures. La dégradation par gel-dégel du béton est amplifiée par des chocs thermiques causés par l'apport de chaleur dû à la fusion de la glace.

Dont l'enthalpie est de l'ordre de 334 J/kg (80 cal/kg).

d) Retrait du béton

L'élimination de la quantité d'eau en excédent dans la formulation d'un béton pour assurer des conditions d'ouvrabilité acceptables se traduit par des variations dimensionnelles du béton. Le retrait, gêné par la présence d'armatures, a tendance à solliciter le béton en traction dès son plus jeune âge et, par conséquent, à créer des fissures.

e) Corrosion des armatures

Les différentes causes de fissuration des béton décrites préalablement limitent la protection des armatures et favorisent la dégradation des aciers passifs en diminuant

l'alcalinité du béton et en favorisant l'action des chlorures. Le gonflement des armatures, par formation de rouille, qui en résulte, a tendance à accélérer les mécanismes de fissuration du béton.

2.3.2.2. Désordres dus aux erreurs de conception ou d'exécution

Ce type de désordres peut être induit par des erreurs intervenant soit au stade du dimensionnement de l'ouvrage, soit au stade de son exécution.

Dans le premier cas, les causes de fissuration et de dégradation d'hypothèses erronées au niveau des conditions de chargement, d'environnement, de fonctionnement de l'ouvrage.

Ces erreurs sont à l'origine, généralement, d'un mauvais dimensionnement des sections et d'une disposition non satisfaisante des armatures qui se traduisent par des localisations de fissures ou des ruptures non acceptables.

De nombreux ponts présentent des désordres induits par des mauvais dimensionnements vis-à-vis des résistances en flexion et à l'effort tranchant.

Parmi les conditions particulièrement mal évaluées, il est possible de faire état de l'action des gradients de température sur un ouvrage, de la mauvaise estimation des efforts de précontrainte due à des erreurs de tracé mais aussi à des données erronées sur la relaxation des câbles et sur leur interaction avec la structure (frottement).

Un mauvais dimensionnement des cadres et de leur espacement pour reprendre les efforts tranchants en béton armé est à l'origine de fissurations des ouvrages qui nécessitent une réhabilitation immédiate.

En dernier lieu, une évaluation imparfaite des conditions de sollicitations cycliques des ouvrages et des lois de comportement en fatigue des matériaux est susceptible de remettre en cause les résultats de calcul et le dimensionnement pour une durée de vie escomptée.

Nous pouvons citer, plus particulièrement, l'incidence d'une mauvaise identification des lois de comportement des armatures passives ou actives, des bétons, sous des actions combinées (fatigue, corrosion) sur la stabilité des ouvrages et sur l'apparition de zones d'endommagement.

Les erreurs d'exécution qui sont susceptibles de justifier une intervention au niveau de l'ouvrage portent sur les imperfections de coffrage, les défauts de bétonnage, les incohérences du ferrailage ou sur les conditions non satisfaisantes de décoffrage.

2.3.2.3. Modification des conditions d'exploitation ou d'utilisation des ouvrages

En fonction de l'évolution du trafic, ou de la voirie, il est possible de justifier la nécessité de renforcer ou d'améliorer la portance d'un ouvrage.

L'évolution des conditions de chargements est souvent induite soit par la modification des charges réglementaires sur essieux, soit par une modification de la fréquence des sollicitations qui s'exercent.

Il faut aussi évoquer la nécessité, dans certains cas, de prendre en considération, des sollicitations extrêmes (climatiques ou accidentelles) qui avaient été sous-estimées lors de l'exécution de l'ouvrage. C'est notamment le cas de la mise en conformité des ponts ou bâtiments vis-à-vis des sollicitations sismiques ou le renforcement de certains éléments de l'ossature (piles de pont, poutres latérales) vis-à-vis de sollicitations accidentelles telles que l'impact de véhicules.

2.3.3. Techniques de réparation par matériaux composites

2.3.3.1. Technologies de réparation

Différentes technologies de réparation et de maintenance des ouvrages sont couramment utilisées depuis de nombreuses années. Le traitement du béton peut faire l'objet d'opérations de ragréage par application de couches de peinture ou de mortier hydraulique ou polymérique après traitement de la poutre dégradée. Les zones fissurées font l'objet d'injection de polymères. Les différentes techniques de renforcement structurel correspondent soit à la projection de béton fibré ou non fibré soit au collage de tôles d'acier suivant le procédé l'Hermite, soit à l'application d'une précontrainte additionnelle par câbles métalliques ou composites.

Dans le cas de collage de plats métalliques, les principaux problèmes d'ordre technologique concernent :

- la mise en flexion locale des tôles au voisinage des fissures recouvertes.
- La répartition des efforts entre tôles dans le cas d'un empilement.
- La répartition des déformations entre les aciers passifs internes à la structure et les aciers collés extérieurement.

2.3.3.2. Procédés de mise en oeuvre des renforts composites

a) Notion de multicouches composites pour la réparation des ouvrages

La conception du système multicouche composite a pour objectif de remplir plusieurs fonctions :

- rendre sain l'état de surface de la couche support (béton) en cherchant à éliminer les fissures, soit par injection de polymère, soit par application d'un produit (mortier) de ragréage ;
- éliminer les défauts géométriques (planéité, effet d'angle) de la surface à réparer pour minimiser les problèmes ultérieurs de délaminage ou de décollement ;
- appliquer une couche de polymère (primaire) entre le support et le composite pour améliorer l'adhérence ;
- appliquer un nombre de couches de matériaux composites (fibres-polymère) suffisant pour assurer la stabilité de l'ouvrage ;
- appliquer une couche de finition (*Gel-coat, protection*) pour assurer une bonne tenue à la corrosion et aux ultraviolets ;
- procéder de couches à fort taux de charges minérales pour améliorer la tenue au feu et en température du système.

b) Différentes techniques de mise en œuvre :

1- Mise en œuvre par moulage au sec :

Ce procédé permet d'obtenir des caractéristiques mécaniques élevées à court terme avec un contrôle des conditions de mise en œuvre et donc un niveau de performance instantané et différé important.

Après avoir ragréé la surface de béton (injection de fissure , sablage application d'un mortier polymère), les couches de tissus préimprégnés pour la réparation sont découpées et appliquée sur la surface des tissus et une enveloppe une pression externe à une pendant toute la durée de polymérisation ou de polycondensation .

2- Mise en œuvre par stratification directe :

En utilisant des matériaux qui polymérisent à température ambiante, il est possible de réaliser une stratification directe, en respectant les étapes suivantes :

- traitement de surface du béton (ponçage, sablage) ;
- application d'une couche primaire d'imprégnation ;
- découpe des lés de tissus ;
- dépose des tissus ;
- imprégnation et débullage des renforts ;
- application d'une couche de protection (*Gel-Coat*).

Ce procédé présente l'avantage d'une mise en œuvre simplifiée, mais le renforcement acquiert toute sa résistance au bout d'une semaine, et le contrôle de la qualité de l'application doit être soigné suivant les conditions de mise en œuvre.

c) Collage de plaques composites :

Cette méthode se caractérise par le placage de composite, collées sur la surface par des colles époxydes. Les plaques sont en carbone ou en verre époxy et fabriquées par pultrusion.

Ces plaques peuvent être mises en présentation grâce à de nouvelles techniques de mise en œuvre. Les plaques sont des composites avec des fibres unidirectionnelles d'une épaisseur de 1,5 mm et d'une largeur de 150 mm en général. Le procédé de collage est le suivant :

- nettoyage à l'acétone de la face de collage de la plaque ;
- traitement de la surface à réparer par sablage, par eau sous pressions et meulage ;
- nettoyage de surface par un dépoussiérage ;
- application du polymère époxyde sur la plaque de composite ;
- pressage de la plaque sur la surface, enlèvement de l'excédent de colle ;
- application d'une pression à l'aide d'un sac à vide ou de moyens mécaniques jusqu'à complète polymérisation du polymère.

d) Recommandations particulières :

La variation de température et d'hygrométrie lors de l'application du renforcement contribue à la formation de condensation sur le support. Elle se produit pour une température et un taux d'humidité de l'aire bien déterminés et peut être prédite par l'évaluation du point de rosée. Lors de l'application du polymère sur le support, sa température peut diminuer. Dans ce cas, il y a condensation due à la variation de température. Généralement, l'application du polymère doit être faite avec une température du point de rosée.

e) Positionnement des renforts suivant la localisation des zones endommagées :

Dans le cas des poutres en flexion, les différents modes de renforcement vis-à-vis des zones tendues et cisailées sont visualisés. La performance de ce type de réparation est particulièrement dépendante de critères de non-décollement des composites en extrémité de recouvrement.

Ces points doivent être particulièrement vérifiés dans les procédures de calcul et de dimensionnement.

D'un point de vue technologique, il est possible de réaliser des opérations supplémentaires de stratification (verrous) ou d'avoir recours à des compléments d'ancrage par des systèmes classiques de type mécanique. Dans tous les cas d'applications, il est impératif de savoir caractériser les performances de l'interface de béton-composite pour juger de la fiabilité et de la durabilité de la réparation.

f) Technique de renforcement par précontrainte additionnelle :

Dans ce cas, en substitution des câbles métalliques des joncs pultrudés carbone-époxyde et verre-époxyde sont utilisés. Les principaux intérêts technologiques qui justifient l'utilisation de composites porte d'une part sur le gain de poids (de l'ordre de 4) et, d'autre part, sur les très bonnes performances en fatigue et en fluage des renforts unidirectionnels et sur le fait que les pertes de précontrainte peuvent être minimisées.

2.3.4. Composites à fibres de carbone dans le génie civil

2.3.4.1. Généralités

Toute matière première comportant des charges peut être appelée au sens général composite toutefois, dans ce chapitre, on réserve actuellement cette appellation à des matériaux comportant un renfort sous forme filamentaire.

Dans le premier cas, il s'agit d'un matériau composite constitué de deux éléments complémentaire non miscibles. Dans le second cas, il s'agit d'un liant, appelé **matrice**, le béton, et d'un renfort de **fibres longues**, les barres d'acier.

La partie fibre - les barres d'aciers- donne les propriétés mécaniques en traction, le liant appelé matrice dans les composite, dans ce cas le béton, est un élément nécessaire pour la mise en forme et la transmission des propriétés mécaniques en compression. La matrice intervient en outre comme protecteur des fibres. Par exemple, le pH du béton protège les barres d'acier vis-à-vis de l'oxydation et /ou de la corrosion.

2.3.4.2. Les fibres de carbone :

Si la première fibre de carbone a été inventé et produite par T. Edison, les premières utilisations expérimentales datent des années 1960 et les premières utilisations industrielles ne sont apparues qu'au début des années 1960 et les premières unités industrielles ne sont apparues qu'au début des années 1970 avec l'introduction du polyacrylonitrile comme fibre précurseur.

2.3.4.3. Propriétés des fibres de carbone :

Les fibres de carbone bénéficient de caractéristiques sans équivalent et de propriétés physiques très étendues :

- grande résistance et haut module d'élasticité en traction longitudinale.
- grande résistance à la fatigue et à la déformation.
- faible masse volumique.
- grande résistance à l'usure.
- absorption des vibrations.
- grande stabilité thermique (les fibres de carbone sont pratiquement incombustibles).
- bonnes conductivités thermique et électrique.
- grande résistance à la corrosion vis-à-vis des acides, des bases, des sels et des produits organiques.
- transparence aux rayons X.

2.3.4.4. Comparaison avec les autres fibres et les aciers :

Par rapport aux autres fibres telles que :

- les fibres de verre, qui ont un faible module et manquent de résistance aux solutions salines et/ou basiques.
- les fibres aramidés qui présentent un faible module, une résistance à la fatigue limitée en milieu aqueux et une tenue thermique très limitée.
- Les fibres de carbone possèdent un ensemble de propriétés physiques ou mécaniques qui en font un matériau de renforcement de toute première qualité dans certaines applications liées au bâtiment et aux ouvrages de génie civil.

2.3.4.5. Semi-produit de renforcement : obtention et utilisation

Les fibres de carbone s'utilisent essentiellement sous forme de matériaux composites, plusieurs procédés de renforcements sont apparus au cours de ces dix dernières années, les principaux utilisent directement les fibres de carbone sous forme de fil continu et d'autres font appel à un semi-produit plus ou moins sophistiqué tel que les tissus secs, les tissus préimprégnés ou des produits pultrudés.

a) Fibres sèches :

La fibre de carbone est introduite sous forme de fibres continues de très grande longueur.

Elles est déposée et enroulée régulièrement autour d'un mandrin, le poids des bobines varie de 500g à 4 kg ,ce qui correspond à des longueurs de fibres continues de 600 m à 5 Km (soit 0,8g Au mètre linéaire).

Pour renforcer directement une structure à partir d'une bobine de fibre de carbone, il est nécessaire de pouvoir tourner autour, ce procédé de renforcement est donc naturellement limité aux colonnes ou aux pylônes.

Les bobines sont placées sur un dévidoir qui peut se mettre en mouvement dans deux directions (rotation autour de la structures a différentes hauteurs), lorsque l'ensemble se met en mouvements les mèches de carbone sont extraites des bobines et elles sont déposées automatiquement par enroulement autour du support à renforcer préalablement enduit d'une résine.

Après le dépôt des fibres de carbone, une couche de fermeture de résine assure la cohésion de l'ensemble.

Ce procédé automatisé est surtout utilisé dans le cas des renforcements par frettage des piles ou colonnes (*retrofitting*) de ponts ou de bâtiments.

Son principal avantage est l'automatisation complète du système de pose, son principal inconvénient est le fait qu'une pose manuelle est nécessaire pour renforcer les extrémités hautes et basses des piles et des colonnes et que cette méthode demande du temps et des manipulations importantes pour installer le matériel.

b) Tissus secs :

Les fibres de carbone permettent, comme beaucoup de fibres longues de fabriquer des tissus de toutes formes et de toutes tailles, de même que des matrices.

Le renforcement de structures à partir d'un tissu d'un tissu sec tissé uni ou multidirectionnel se fait directement par la pose de ce dernier sur une couche de résine qui recouvre l'élément à renforcer et qui sert de liant.

Après marouflage une couche de résine de fermeture permet de parfaire l'imprégnation. Les pressions nécessaires appliquées pour cette méthode de renforcement sont faibles.

Par rapport à d'autres méthodes de renforcement, son principal avantage est une manipulation très facile sur chantier avec une absence totale de matériel lourd à déplacer.

Comparativement aux produits de renforcements rigides, les avantages des techniques de renforcement à base de tissus secs sont nombreux :

- suivi parfait de la forme du support ;
- maîtrise de l'épaisseur du film de résine.

c) Tissus préimprégnés :

Les tissus préimprégnés sont obtenus en usine, à partir de tissus secs (cas des tissus multidirectionnels) ou à partir de fils de carbone joints sous forme de nappe (cas des tissus unidirectionnels), sur lesquels est déposé un excès de résine.

L'excès de résines est éliminé par passage entre des rouleaux chauffés ou non. Le produit avant utilisation doit être conservé à froid, généralement -18°C , pour éviter la polymérisation de la résine.

Les tissus doivent être ramenés à la température ambiante pour être utilisables

A température ambiante, la souplesse du tissu préimprégné permet la pose de renforcements sur pratiquement n'importe quel type de surface.

Ces renforcements sont posés et leur matrice immédiatement polymérisée sur les surfaces à renforcer, le principal problème d'un tel renfort réside dans la phase de remontée à la température ambiante et dans les difficultés matérielles pour assurer de bonnes conditions de polymérisation sur chantier.

Les premières résines utilisées nécessitaient un matériel important, car la polymérisation était obtenue sous vide ou sous pression à des températures supérieures à 100°C .

Par contre le principal avantage de cette méthode était la quasi-absence de bulles dans le renfort en composite après polymérisation.

Cette technique de renforcement a surtout été développée au Japon, dès la fin des années 1980.

Depuis, les fabricants de tissus préimprégnés et les formulateurs de résines ont accompli des progrès considérables, la température de polymérisation des résines est voisine de la température ambiante, ce qui a permis un gain d'exploitation très important.

Cependant, l'utilisation d'un préimprégné nécessite toujours une phase de conservation à très basse température et une phase de remontée en température avant la pose, qui sont difficiles à gérer sur des chantiers de travaux publics.

d) Produits pultrudés :

Ces produits sont obtenus à partir de mèches de fibres continues qui sont enduites par passage en continu dans un bain de résine. Ces résines peuvent être de type époxyde, polyester, vinylester ou phénolique.

L'ensemble des mèches préimprégnées passe ensuite dans une filière où l'excès de résine est éliminé, puis dans un four de polymérisation.

Les produits finis se présentent sous forme de bandes ou de joncs, plus ou moins rigides suivant les épaisseurs et les diamètres.

La section des bandes les plus courantes est 100*1 mm, leur longueur, suivant la demande, varie de quelques centimètres à plusieurs centaines de mètres.

D'autres types de profilés, y compris des tubes, peuvent être aussi fabriqués par le même procédé, ces produits sont utilisés depuis très longtemps dans les articles de sport : flèches d'arcs, bâtons de ski

Les joncs et les tubes, les plus fabriqués par pultrusion, ont généralement des diamètres compris entre 0,5 et 15 mm.

Ce procédé a l'avantage d'être continu, automatisé, rapide et donc de réduire le coût du composite.

Il permet aussi de maîtriser les taux de fibres et de résine, et d'obtenir des formes profilées recherchées pratiquement de toutes les longueurs désirées.

A partir de ces bandes pultrudées, la technique de renforcement est similaire à celle du plat collé métallique, selon le procédé l'Hermite, mis au point en France vers 1965. Elle a démarré conjointement au Japon et en Europe, plus exactement en Suisse, à l'EMPA de Dübendorf à la fin des années 1980 sous la direction du Professeur U.Meier.

L'avantage de cette méthode est la facile extrapolation des résultats obtenus par le collage de tôles d'acier à obtenus avec des produits pultrudés également collé, la technique du renforcement restant la même.

Comparée pour la technique utilisant l'acier, cette technique de renforcement permet de travailler avec des produits légers (1/5 de la densité de l'acier) ; elle a aussi l'avantage de nécessiter une pression de collage limitée et élimine les phénomènes d'oxydation.

Cependant, l'utilisation de cette technique, comme celle du plat collé métallique, permet difficilement de maîtriser les épaisseurs de colle, en raison de la rigidité des aciers et des composites.

L'application de ces renforcements sur des surfaces ayant des défauts de planéité ou sur des surfaces courbes ou non développables reste très limitée.

Dès les années 1980, des recherches ont démarré au Japon pour étudier le remplacement des structures en acier, formées de câbles toronnés et de treillis, par des structures résistant à l'oxydation.

Les composites, à base de fibres de verre, d'aramide ou de carbone, se sont avérés d'excellentes solutions pour ce remplacement.

2.3.4.6. Intérêt des fibres de carbone dans le bâtiment et les travaux publics

L'intérêt des utilisations de la fibre de carbone dans le génie civil se trouve essentiellement dans :

- sa faible densité ;
- ses propriétés mécaniques longitudinales ;
- l'absence de corrosion ;
- sa très bonne tenue à la fatigue ;
- sa facilité de manipulation.

Les principaux inconvénients sont en contrepartie :

- une anisotropie très marquée ;
- un comportement à la rupture de type fragile des composites ;
- un prix de matières élevé comparé à celui de l'acier.

2.4. Utilisation des fibres de carbone dans la réhabilitation

2.4.1. Remplacement des tôles métalliques par des fibres de carbone

Dans le domaine du génie civil, une phase de consolidation a succédé à la période 1950-1980, la construction en masse d'ouvrages d'art, de grands immeubles et d'installations industrielles, a laissé place à des opérations de maintenance qui souvent, se traduisent par la nécessité de renforcement des structures. Qu'il s'agisse de réparations à la suite de désordres ou de simple mise en conformité avec des codes de plus en plus exigeant, nombreux sont les exemples de telles opérations.

Jusqu'à présent, parmi les types de renforcements utilisés, le collage extérieur de plaques métalliques, selon le procédé l'Hermite est l'un des plus répandus dans le monde en raison des avantages qu'il présente :

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

Toutefois, le collage de tôles métalliques présentes aussi quelques difficultés :

- sensibilité de l'acier à l'oxydation (il demande donc une protection et un entretien soigné) ;
- impossibilité de mobilisation de toute la résistance en traction des tôles, mêmes sous faible épaisseur (solicitation le long d'une face) ;
- 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'épaisseurs de l'adhésif) ;
- nécessité d'un collage sous pression (vérins), pour assurer une adhésion suffisante et éviter les bulles d'air dans la couche de résine de collage ;
- impossibilité de généraliser cette technique à des surfaces importantes (masses manipulées trop importantes), ce qui limite d'autant les possibilités de réparation.

Ces difficultés ajoutées aux besoins de renforcements de bâtiments dans certaines régions à risque sismique ont favorisé la recherche et le développement de l'utilisation de fibres de carbone, pour renforcer les structures du génie civil.

A ce jour seuls les Japonais ont construit des ouvrages d'art ou des bâtiments neufs en remplaçant les armatures en acier par des composites à base de fibres de carbone.

Dans le reste du monde, comme au Japon, l'utilisation principale des composites de carbone se retrouve dans la réhabilitation des ouvrages d'art et des bâtiments.

2.4.2. Utilisations industrielles des composites à base de fibre de carbone

2.4.2.1. Au Japon

Les Japonais vivent dans une région particulièrement touchée par les tremblements de terre et possèdent la grande majorité des lignes de fabrication des fibres de carbone. Il était donc normal que dans un souci de développement, ils s'intéressent un jour au renforcement des bâtiments. Dans ce but, ils formèrent une association (ACC Club) qui regroupe aujourd'hui les principaux producteurs de fibres et les utilisateurs potentiels.

Au Japon, pays qui regroupe plus de 1000 îles dont quatre principales, les phénomènes de corrosion saline sont souvent observés. Dans les trois dernières années, de nombreux ponts en béton précontraint ont dû être renforcés extérieurement en raison de la corrosion de aciers, ces renforcements ont été appliqués sur les piles ou sur les faces inférieures des tabliers en utilisant des préimprégnés à base de fibres de carbone comme renfort, et suivant le même principe que le procédé l'Hermite.

La mise en place se fait d'après le mode opératoire suivant :

- mise à nu du béton des colonnes (sablage) ;
- pose d'un primaire (résine époxyde de basse viscosité) ;

- pose de la première couche époxyde de collage (répéter n fois pour n couche de renforcement) ;
- pose de la couche de carbone (fibres ou tissus) ;
- application d'un mortier de protection (contre les chocs, les vandalismes ou l'incendie).

La pose de renforcements a démarré en utilisant des tissus imprégnés ou des fibres sèches, principalement par frettage des colonnes portantes. Les tissus sont posés manuellement, alors que les fibres sont déposées par enroulement (*retrofitting*). Les quantités de fibres de carbone déposées peuvent aller de 100 à plus de 800 g/m². Les principales résines utilisées sont des résines époxyde et/ou Vinylester.

Exemple : nous pouvons citer les applications suivantes :

- en 1993 : Fujimi Bridge (Tokyo) ;
- en 1994 : * Johetsu Shikansen Bridge (Nugata);
 - * Yonava Bridge et Sanahara Bridge (Yamanashi);
 - * Yogai Bridge (Saitama).

À partir de 1995, le nombre des réalisations a fortement augmenté. Les applications se trouvent dans tous les domaines industriels, renforcement extérieur de cheminées, de tunnels routiers, ferroviaires ou de métro, de sites de stockages naturels de pétrole ou de gaz, mur de bâtiments.

A noter, dans le domaine de l'innovation dans la construction au Japon, des murs de bâtiments de banques où les treillis en fibres de carbone sont utilisés non seulement pour leurs propriétés mécaniques mais aussi en tant que conducteur électrique et sont reliés aux systèmes d'alarme. En mars 1998, il faut noter l'arrivée du premier bâtiment dont la structure métallique a été remplacée par une structure à base d'un composite de carbone.

La résistance globale de ces structures renforcées permettrait, d'après les résultats des études faites dans les universités japonaises spécialisées, de supporter un séisme de 6 à 7 sur l'échelle de Richter. Nous pouvons citer, à titre d'exemple, le renforcement des piles (de plus de 7 m de diamètre) d'un pont autoroutier (Sakawa River Bridge-Tomei Highway), dont certaines dépassaient 60 m de hauteur.

Ce programme national de mise en conformité parasismique des bâtiments et des ouvrages d'art fait aujourd'hui du Japon le premier consommateur de fibres de carbone dans les secteurs du bâtiment et des ouvrages d'art. La consommation de fibres de carbone au Japon pour l'ensemble des BTP était supérieure à 300t en 1996 et à 500t en 1997.

2.4.2.2. Aux Etats-Unis

Les études américaines ont commencé, en vue de renforcements antisismiques, suite aux conséquences du séisme de Loma Prieta (Californie) d'octobre 1989, qui avait détruit les appuis de trois tabliers de ponts. De nombreuses photos avaient été publiées à l'époque montrant les tabliers écroulés posés les uns sur les autres tel un immense « sandwich ». Depuis, de nombreuses études parasismiques ont été entreprises pour comprendre les phénomènes de mise en résonance des ponts et leurs mode de destruction.

Des essais de renforcements à l'aide de tissus préimprégnés, basés sur les méthodes japonaises, ont été développés dans de très nombreuses universités dont l'université de Californie à San Diego.

A partir de 1994, des tests sismiques en laboratoire, sur des maquettes de plus en plus grandes, ont démontré l'intérêt de l'utilisation des fibres de carbone. Depuis des renforcements ont été effectués sur des sites sensibles, comme en Californie, par exemple. Les ouvrages sont généralement renforcés par addition de structures externes en composites à base de fibres de carbone. Ces composites sont obtenus par polymérisation *in situ* de la matrice des fibres préimprégnées.

Exemple : nous pouvant citer :

- En 1996 : Highway Bridge à Butler, Ohio ;
- En 1997: Great Western Bank Building à Sherman Oaks, Californie ;
- En 1997: Foulk Road Bridge à Delaware, Californie.

Aux Etats-Unis, contrairement au Japon et à l'Europe, les renforcements de colonnes et des piles de ponts se font aussi bien avec des fibres de carbone qu'à l'aide de fibres de verre ou d'aramide.

Cependant pour des raisons de durabilité et de résistance à la fatigue, les fibres de carbone commencent à dominer ce marché naissant.

Enfin, un document qui devrait bientôt voir le jour sera édité par le comité 440 de l'institut américain du béton (*American Concrete Institute*) à l'intention des spécialistes du génie civil. Il sera possible d'y trouver des normes de calcul concernant différentes utilisations de renforcements à base de matériaux composites. Ce document permettra sans doute d'accélérer l'introduction des matériaux composites dans les structures des bâtiments et des ouvrages d'art.

2.4.2.3. Au Canada

Au Canada, des études ont été menées pour renforcer extérieurement des ponts anciens corrodés ou ne pouvant supporter l'augmentation des surcharges de calcul. Le procédé l'Hermitte devient peu applicable dans ce pays, du fait de la très forte corrosion saline liée aux énormes quantités de sels répandues sur l'ensemble du réseau routier pendant la longue période hivernale.

A partir du début des années 1990, de nombreuses universités (Alberta, Laval, Manitoba, Royal Military College, Sherbrooke, Queen's, Waterloo.) commencèrent à travailler sur les renforcements et les frettage des piles de ponts et des colonnes de bâtiments. Les matériaux de base principalement utilisés étaient les fibres de verre, d'aramide et de carbone. Les très nombreuses publications laissent présager un futur prometteur aux matériaux composites, mais aujourd'hui les applications en grandeur réelle restent limitées.

Nous pouvons cependant en citer quelques-unes qui appartiennent plus au domaine des « chantiers expérimentaux ».

a) Ponts

- en 1993, renforcement du pont de Calgary (Alberta) par des câbles de 6 m de long. L'objet de ce travail était essentiellement de contrôler la durabilité d'un tel renforcement ;
- en 1996, réhabilitation du pont Clearwater Creek (Alberta) à partir de bandes de tissus de fibres de carbone préimprégnées ;
- en 1996, renforcement des bases de ponts Jaques Cartier et Champlain qui enjambent le saint-Laurent à Montréal ;
- en 1997, renforcement d'un pont autoroutier, traversant l'Assiniboine River à Headingley (Manitoba) à l'aide de tissus et de câbles en fibres de carbone. Ce pont a été entièrement instrumenté pour être suivi dans le temps.

b) Bâtiments

- en 1995, à Sherbrooke, renforcement par frettage à l'aide de tissus préimprégnés de plusieurs colonnes de bâtiments dans l'enceinte de l'université ;
- en 1996, développement d'un programme spécifique de réhabilitation des bâtiments par les gouvernements fédéral, provincial et municipal de Sherbrooke. A ce titre, le premier bâtiments renforcé fut un garage en sous-sols (Webster parking garage), en utilisant des produits pultrudés ;
- en 1997, dans le centre de Winnipeg (Manitoba), une structure de toiture a été renforcée par le même procédé.

Dans la plupart de ces chantiers expérimentaux, nous pouvons noter une grande collaboration entre les universités et les groupes industriels. Compte tenu du caractère très innovant de ces réhabilitations, les chantiers ont tous été instrumentés, généralement par fibres optiques, et le suivi en fatigue se fait au niveau nationale par l'intermédiaire de l'ISIS Canada (Centres of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures).

L'utilisation de fibres de carbone en génie civil représentait aux Etats-Unis et au Canada environ 30 tonnes en 1996 et un peu moins de 50 tonnes en 1997. La croissance de ce marché devrait être supérieure à 30% par an pendant les cinq prochaines années.

2.4.2.4. En Europe

En Europe, de nombreuses universités de la Communauté européenne ont travaillé sur les renforcements à base de matériaux composites.

Depuis plusieurs années, un projet « Brite » a réuni plusieurs pays sur ce sujet. Fin 1997 aucune application industrielle n'est apparue plus rapidement qu'aux Etats-Unis et qu'au Canada, grâce à des groupes de travail plus restreints et, en particulier, grâce au Professeur Meier de l'EMPA de Dübendorf (Suisse).

Câbles

Le premier test en vraie grandeur fut la construction d'un pont, au début des années 1990, avec des câbles de précontraint à base de composite en fibres de carbone, où passent toujours des dizaines de camions de livraison par jour dans l'usine de BASF à Ludwigshafen.

Parallèlement à ce travail, U.Meier a travaillé sur la conception des haubans sous forme de câbles en fibres de carbone et sur les ancrages. Il avait déjà publié, dans les années 1989-1990, des articles qui faisaient état de la possibilité de relier l'Europe à l'Afrique sous forme d'un pont à haubans, passant au-dessus du détroit de Gibraltar, d'une portée de plus de 8 km en utilisant des câbles à base de composites de carbone.

Après les calculs théoriques, de nombreux tests furent effectués à l'EMPA et le résultat le plus spectaculaire de ces travaux a été le remplacement de deux haubans en acier par deux câbles de fibres de carbone sur le pont de Winterthur en 1996. Chaque câble est constitué de 241 joncs de 5 mm de diamètre. La charge de rupture de chaque câble installé est supérieure à 1300 t.

En 1997, une étude similaire était en cours en Hollande pour remplacer, sur un pont de Rotterdam, une partie des haubans en acier par des câbles à base de composite de fibres de carbone.

En janvier 1998 , les sociétés actives dans le monde des composites étudient un projet de construction au Danemark à titre expérimental d'une passerelle (longueur 80 m, largeur 3,5m) munie de haubans et de torons de précontrainte , le tout en composite époxyde-fibres de carbone.

2.4.2.5. Réhabilitations à partir de plats pultrudés et de tissus

En Europe, les principales applications industrielles de réhabilitations sont apparues en Suisse fin 1991, puis en France à partir de 1996.

En Suisse, toujours sous l'impulsion du Professeur U.Meier, de très nombreuses études de renforcement à base de verre, d'aramide et de carbone ont été faites, en y incluant des testes de fatigue et de durabilité. La technique développée est basée sur l'utilisation de produits pultrudés comme renforcement externe des ponts en remplacement des plaques d'acier du procédé l'Hermite.

Les fibres de carbone *HR* de type Torayca T700SC ont été choisies pour leurs propriétés mécaniques et leur allongement supérieur à 2%.

Par rapport au renforcement en acier, les principaux avantages des pultrudés au carbone sont :

- la facilité de pose ;
- la durabilité, liée à l'absence de corrosion du composite.

Après quelques chantiers d'essais contrôlés directement par l'EMPA en 1992 , cette technique fut employée par la société SIKA en Suisse dès 1993 , puis étendue en Allemagne dès 1995 et en Angleterre en 1996.

Fin 1997, plus d'une centaine de ponts ont été renforcés en utilisant ce principe, dont le premier pont anglais, à Dales town of Skipton, au nord du Yorkshire, en octobre 1997.

En France, sous l'impulsion de la société Soficar et du LCPC (Laboratoire central des ponts et chaussées), une étude démarra fin 1994, soutenue par le « plan génie civil 1995 », d'un système de renforcement à base de tissus secs imprégnés *in situ*. Freyssinet International, qui connaissait parfaitement le procédé l'Hermite et ses limites, fut très vite partie prenante et devint le chef de file de ce groupe de travail.

D'après cette étude, le coût global de la pose de tissus secs de fibres de carbone est très largement inférieur à celui d'un renforcement à base de plats collés métalliques.

Fin 1996, le marché des BTP représentait en Europe un peu plus de 25 t de fibres de carbone et 50 t en 1997. La croissance de ce marché devrait être largement supérieure à 30% par an pendant les chaînes années.

2.5. Conclusion

Dans le monde aujourd'hui, les principaux phénomènes qui ont conduit les fibres de carbone à s'implanter petit à petit dans le renforcement des bâtiments et des ouvrages d'art sont :

- La réhabilitation ou la mise en conformité des ouvrages existants, soit pour des raisons de pertes des propriétés initiales, soit pour des raisons de remises à niveau liées à de nouvelles normes ;
- La construction de nouveaux bâtiments et d'ouvrages d'art plus légers et plus performants.

Dans le cas de la réhabilitation, le processus de l'introduction des matériaux composites à base de fibres de carbone a été accéléré par la mise au point de méthodes techniquement fiables et compétitives comparativement aux anciens procédés de renforcements à base d'acier.

Le pays qui utilise aujourd'hui le plus ce procédé est le Japon.

Si le but principal recherché est la protection des bâtiments et des ouvrages d'art du risque de destruction lors d'un tremblement de terre, ce type de renforcement a aussi l'avantage d'être spécifique à ce pays, essentiellement formé d'îles.

Les premières techniques ont été mises au point au Japon, depuis, elles ont été améliorées et les utilisations se sont étendues tout d'abord en Europe puis en Amérique du Nord.

Dans le domaine des constructions neuves, les applications sont aujourd'hui beaucoup plus limitées, elles devraient cependant se développer tout d'abord à titre expérimental pour augmenter les bases de données, afin de permettre un jour la construction de très grands ouvrages où les matériaux métalliques, malgré leurs propriétés mécaniques remarquable, ne pourront être utilisés, à cause de leurs propriétés spécifiques (rapport propriétés mécaniques/ densité).

De même au Japon, à titre d'exemple dans la construction de bâtiments, un projet de construction d'un immeuble de forme pyramidale de 2 à 4 km de haut est à l'étude depuis de nombreuses années.

En dehors de ces très grands projets, l'ensemble des applications de renforcements représente, dans le monde aujourd'hui un marché potentiel annuel très important, de plusieurs milliers de tonnes.

En Europe, les récents séismes de la région d'Assise vont sans doute accélérer les procédures de mise en conformité des bâtiments d'habitation et des bâtiments industriels, très prochainement, des normes et des codes seront édités en Europe et en Amérique du Nord.

La recherche des applications des fibres de carbone ne fait que commencer, en effet nous pouvons citer des débuts d'applications dans le domaine de l'off-shore. L'exploitation pétrolière en mer très profonde (>1300 m) exigera des solutions techniques impliquant légèreté et résistance élevée.

Dans ces conditions, nous pouvons supposer que les composites à base de fibres de carbone présentant les caractéristiques demandées pour ce type d'applications, tendront à remplacer l'acier. Les compagnies pétrolières américaines commencent déjà des expérimentations et les Européens ont démarré des études depuis plusieurs années.

Les résultats obtenus et les expérimentations en grandeur réelle de ces très grandes structures auront sûrement des synergies avec les applications dans le domaine des travaux publics.

Il faut reconnaître que les techniques de réparation ou de renforcement des ouvrages en béton armé ou précontraint par matériaux composites connaissent un développement très important en Amérique du Nord et au Japon.

Cela s'explique essentiellement par le fait que les conditions de sollicitations climatiques et, par suite, les mécanismes de dégradation des ouvrages sont beaucoup plus importants au Canada ou dans le nord des Etats-Unis. Par ailleurs, il faut reconnaître que, dans leurs conception initiale, les ouvrages français ont pris en compte les problème de protection en utilisant des membranes d'étanchéité et en soignant les techniques d'exécution.

Dans le cas du Japon, la prise en considération des sollicitations sismiques est certainement à l'origine du développement de ces techniques.

Au plan national, il ne faut pas négliger la nécessité de renforcement des ouvrages vis-à-vis des modifications du trafic (probabilité de choc, augmentation des charges et de leurs fréquences), ainsi que la mise en conformité parasismiques des ouvrages.

Dans le domaine du génie industriel, la volonté de prolonger la durée des ouvrages (centrales nucléaires, barrages) se traduit, dans de nombreux cas, par une impérative nécessité de restaurer les performances mécaniques de la structure.

Le rôle joué par les mécanismes de dégradation du béton (alcali résistance, carbonatation) est à ce jour encore mal évalué vis-à-vis des pertes de performances des ouvrages. Il est raisonnable de penser que les opérations de confinement et de blocage des phénomènes de fissurations par placage de peaux composites sont amenées à se développer.

En dernier lieu ,il faut souligner l'intérêt de ces procédés technologiques pour compenser les pertes de précontrainte induite par des sous-estimations de relaxation de câbles ou pour renforcer des charpentes en bois dégradées par le temps ou les insectes, ou encore pour restaurer des ouvrages maçonnés ou des monuments historiques.

CHAPITRE III

ETUDE THEORIQUE

Chapitre III: Etude théorique.

3.1. Introduction

Nous savons par définition que le béton, très utilisé en construction, est un agglomérat artificiel de cailloux, gravier et de sable réunis entre eux au moyen d'un liant hydraulique (le ciment). Seulement, il s'avéra que ce béton qui résisté bien à la compression est faible devant la traction.

De là est né le béton armé qui est le mariage heureux de deux matériaux différents qui se complètent parfaitement.

Le béton armé est donc un matériau non homogène dont la résistance dépend du comportement respectif du béton et de l'acier, ainsi que de l'association acier béton.

Il est à noter qu'un élément en béton armé passe par deux phases différentes de comportement sous charge.

Ainsi l'objet de cette partie est d'étudier le comportement du béton armé qui est très importante pour expliquer la suite de notre travail.

3.2. Comportement des poutres en BA soumises à la flexion

3.2.1. Lois de comportement

3.2.1.1. LE BETON

a). *Résistance à la compression.*

C'est la plus importante des propriétés d'usage du matériau. Et c'est aussi celle dont l'amélioration est la plus spectaculaire. La résistance à la compression du béton est mesurée, par écrasement des éprouvettes cylindriques de 200 cm² de section (grosseur des granulats au plus égale à 31.5 mm) et de hauteur double du diamètre (16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur). Dans ces éprouvettes les ruptures se produisent suivant des plans inclinés faisant un angle de environ 45° avec l'axe de l'effort de compression, ce qui est en accord avec la théorie et avec les résultats expérimentaux. (Voir figure 3.1).

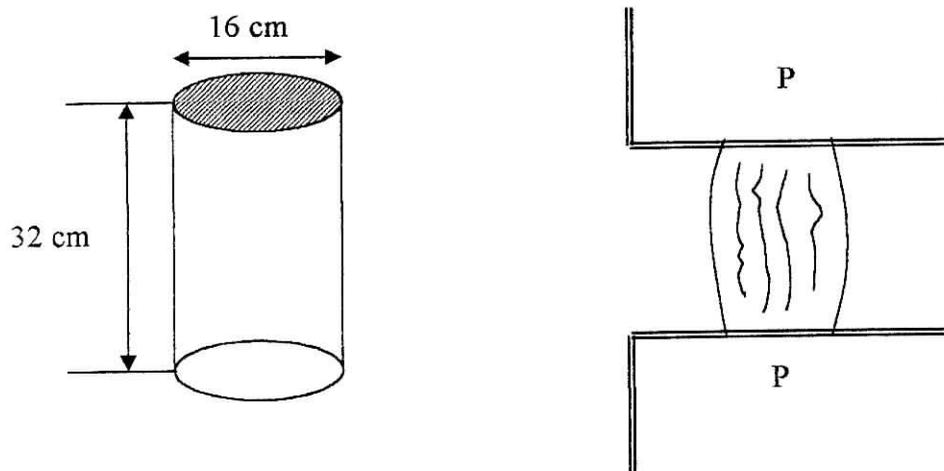


Fig 3.1. Essai de compression

La valeur de la résistance à la compression uniaxiale du béton est donnée par

$$f_{cj} = P / (\pi \cdot d^2 / 4)$$

Avec:

f_{cj} : résistance à la compression à j jours.

d : diamètre de l'éprouvette = 16 cm.

Cette résistance est relative au jour " j " de l'écrasement. Comme les expériences ont montrées que la résistance de béton à la compression à partir de 28 jours se stabilise à la valeur f_{c28} , alors on admet que:

$$f_{cj} = 0.685 \cdot f_{c28} \cdot \text{Log}(j+1); j < 28 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = f_{c28}; j > 28 \text{ jours.}$$

Parfois on majore f_{c28} pour $j \gg 28$ jours ($j > 90$ jours) par $1.1 \cdot f_{c28}$.

b). Résistance à la traction

La résistance du béton à la traction est mesurée par trois types d'essais:

- Essai de traction directe.
- Essai de traction par fendage (essai Brésilien).
- Essai de traction par flexion.

b.1. Traction directe

L'essai est assez délicat à réaliser car il nécessite après sciage des extrémités le collage des têtes métalliques parfaitement centrées pour éliminer une éventuelle flexion parasite. L'élanement est aussi ramené à 1,7.

Compte tenu de la complexité de cet essai, il est actuellement pratiquement abandonné.

b.2. Traction par fendage

L'essai consiste à écraser entre les plateaux d'une presse un cylindre de béton normalisé ($\Phi 16$ -h32) suivant deux génératrices opposées. Le contact avec les plateaux de la presse est assuré par l'intermédiaire de bandes métalliques. La vitesse de chargement est de 0.5 ± 0.1 bar/sec.

$$\sigma_{\text{fendage}} = \frac{2P}{\pi \phi L}$$

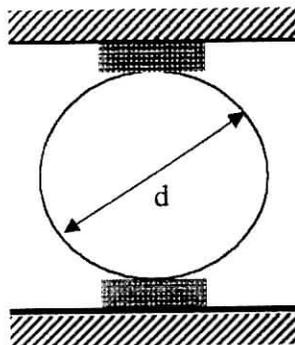


Fig 3.2. Essai de traction par fendage

b.3. Traction par flexion:

C'est l'essai le plus couramment utilisé. Il est réalisé sur les éprouvettes prismatiques de dimensions $(7 \times 7 \times 28)$ cm³.

Le montage de l'éprouvette sur l'appareil est représenté sur la figure 3.2bis.

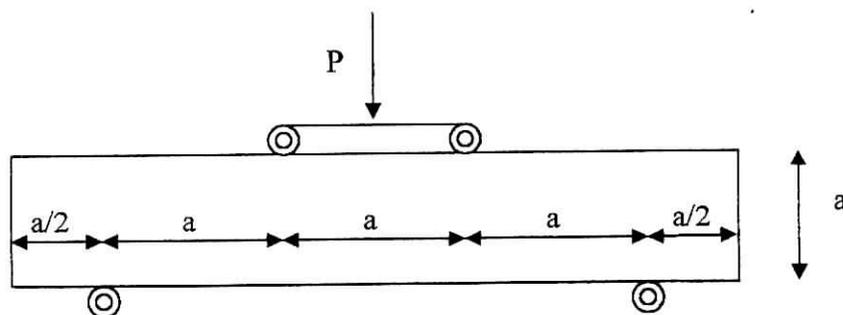


Fig 3.2bis. Essai de traction par flexion

La contrainte de traction par flexion dans la fibre la plus tendue à l'âge « j » est donnée par la formule suivante $\sigma_{tj} = M \cdot V / I$.

Avec :

M: moment de flexion.

$V = a/2$.

I : moment d'inertie de la section droite de l'éprouvette = $a^4 / 12$.

$$\Rightarrow \sigma_{tj} = 6 \cdot M / a^3.$$

Remarque

La résistance à la traction du béton est liée à la résistance à la compression par la relation suivante: $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28}$.

b.4. Comportement des pièces soumises à la traction

Dans ces pièces, le béton armé ne se comporte élastiquement que dans un domaine limité où la contrainte de l'acier reste très faible par rapport aux contraintes correspondant aux états limites d'utilisation.

Si l'on fait croître l'effort de traction, la pièce peut supporter des efforts normaux très notablement supérieurs à ceux correspondant à l'allongement de rupture du béton à la traction (allongement de l'ordre de 80 $\mu\text{m/m}$) tout en restant apparemment intacte, c'est-à-dire sans que l'on devine à l'œil nu des fissures.

Dans le cas de bétons possédant une bonne résistance à la traction et de pièces comportant des armatures de faible diamètre très bien réparties dans la section, on peut atteindre des allongements de l'ordre de 1000 $\mu\text{m/m}$ soit plus de dix fois l'allongement de rupture du béton, la pièce restant *apparemment* intacte.

Vers 1960, L.P. Brice a donné une théorie générale de la fissuration reposant sur des hypothèses simples: il admettait que l'adhérence est constante le long d'une barre. Cette théorie, développé en annexe des règles CCBA68, était en assez bon accord avec l'expérience compte tenu de l'introduction de divers coefficients permettant un ajustement satisfaisant avec les résultats de certains essais. Elle conduisait à une expression de la largeur des fissures et permettrait à l'inverse d'établir des formules limitant la contrainte des armatures en fonction

des conditions imposées (résultant du milieu ambiant), du diamètre des barres et des conditions d'enrobage.

Cette théorie n'a pas été reprise dans les Règles BAEL, d'une part dans un souci de simplification, d'autre part pour tenir compte du fait que les effets de corrosion éventuelle ne présentent pas le même caractère de gravité avec des armatures de faible ou de gros diamètre.

L'état limite ultime des pièces soumises à la traction simple est atteint lorsque la contrainte des armatures atteint elle-même la valeur de la limite d'élasticité au droit d'une fissure largement ouverte.

c). module de déformation longitudinale de béton

Module de déformation instantanée: $E_{ij} = 12000 * (f_{cj})^{1/3}$.

Module de déformation différée: $E_{uj} = 4000 * (f_{cj})^{1/3} = E_{ij} / 3$.

Fluage: $E_{nu} = E_{ij} / 2$.

d). Coefficient de POISSON ν

$\nu = 0.2$ pour un béton non fissuré.

$\nu = 0$ pour un béton fissuré.

e). Diagramme contrainte déformation

Pour tracer le diagramme de comportement, il faut admettre les hypothèses suivantes:

- Les sections droites restent planes et conservent leurs dimensions au cours de la déformation.
- Le gradient des contraintes est sans influence sur la loi de déformation.
- Nous négligeons le fait que toutes les fibres ne se déforment pas à la même vitesse.

L'allure du diagramme réel contraintes- déformations est celui de la figure 3.3.

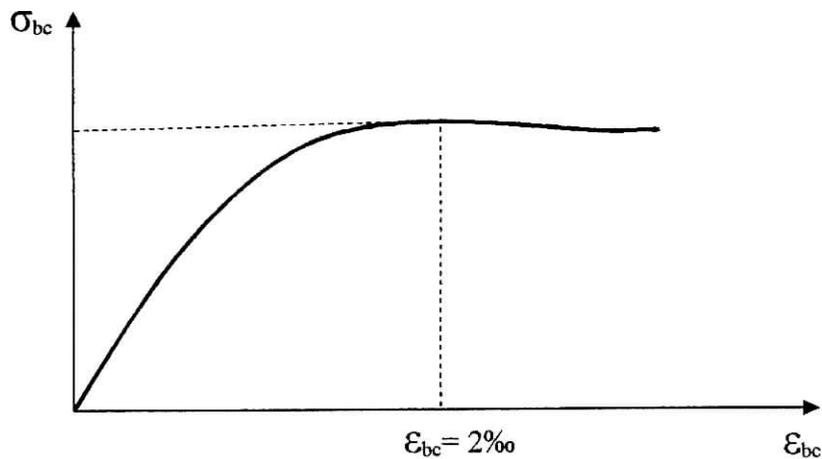


Fig 3.3: Diagramme contraintes-déformations (réel)

Quelque soit la qualité du béton le diagramme contraintes-déformations présente maximum de contraintes (σ_b) pour une valeur de déformation (ϵ_b) légèrement supérieure à 0.002, au-delà de cette valeur, elle décroît légèrement pour arriver à la rupture à $\epsilon_b = 0,0035$. (fig 3.4).

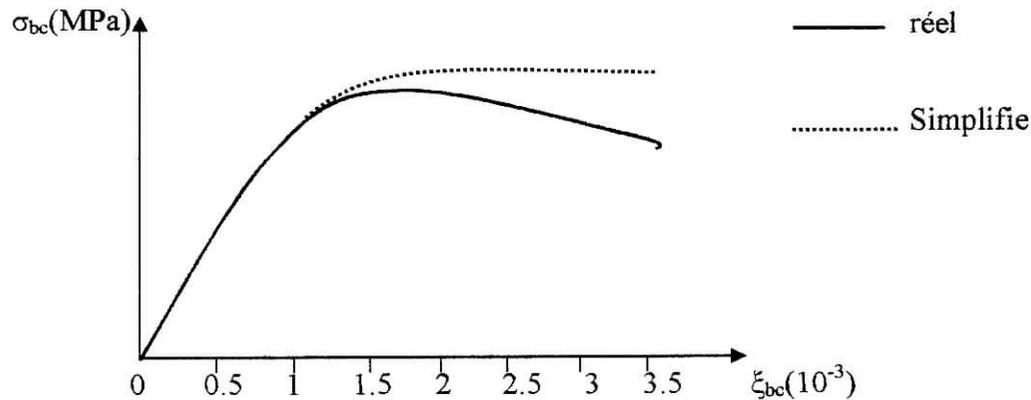


Fig 3.4: diagramme contraintes-déformations

Il existe cependant une simplification de ce diagramme.

▪ **Diagramme parabole rectangle (fig 3.5)**

C'est un diagramme constitué par un arc de parabole de 2^{ème} degré prolongé par un segment de droite. Ces deux parties sont exprimées par les fonctions suivantes:

$$* 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad : \quad \sigma_{bc} = 0,85 f_{cj} * (1 - ((2 \cdot 10^{-3} - \epsilon_{bc}) / (2 \cdot 10^{-3}))^2) / \gamma_b.$$

$$* 2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \quad : \quad \sigma_{bc} = 0,85 f_{cj} / \gamma_b.$$

Le coefficient γ_b est un coefficient de sécurité qui tient compte de la dispersion de la résistance du béton ainsi que d'éventuels défauts.

$\gamma_b = 1.5$; situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1.15$; situation accidentelle.

Le coefficient de minoration 0.85 de la résistance tient compte de l'influence défavorable:

- De la durée d'application de la charge.
- Des conditions de bétonnage.

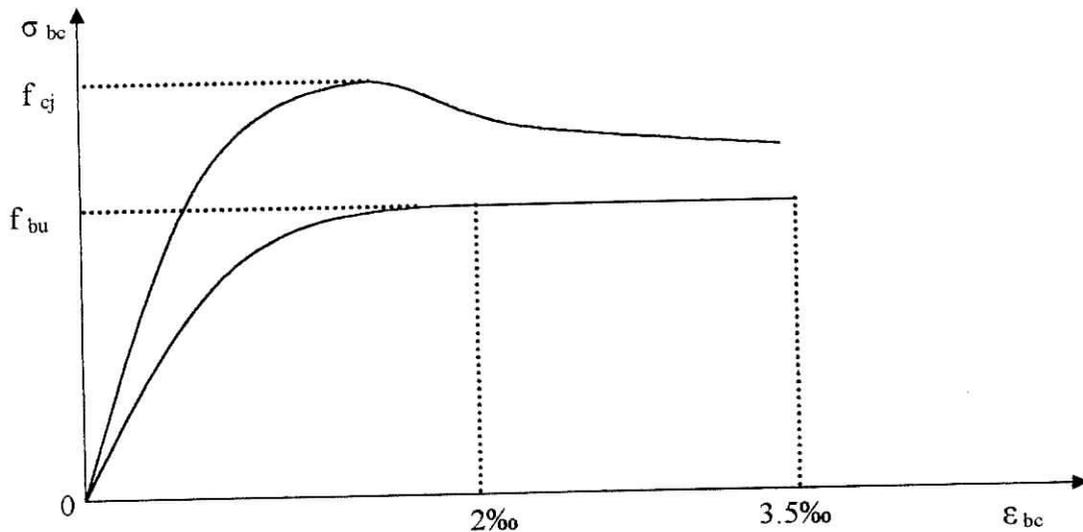


Fig 3.5: diagramme parabolique rectangle.

▪ Diagramme rectangulaire simplifié (fig 3.6)

Lorsque la section considérée n'est pas entièrement comprimée il est préférable d'effectuer le calcul avec le diagramme rectangulaire simplifié définissant un comportement rigide plastique avec une contrainte de calcul

$$f_{bu} = \alpha * f_{cj} / \gamma_b.$$

* $\alpha = 0.85$ pour les sections dont la largeur est croissante ou constante vers la fibre la plus comprimée. (0)

* $\alpha = 0.80$ pour les sections dont la largeur est décroissante vers la fibre la plus comprimée comme par exemple les sections circulaires ou rectangulaires soumises à la flexion déviée. (1).

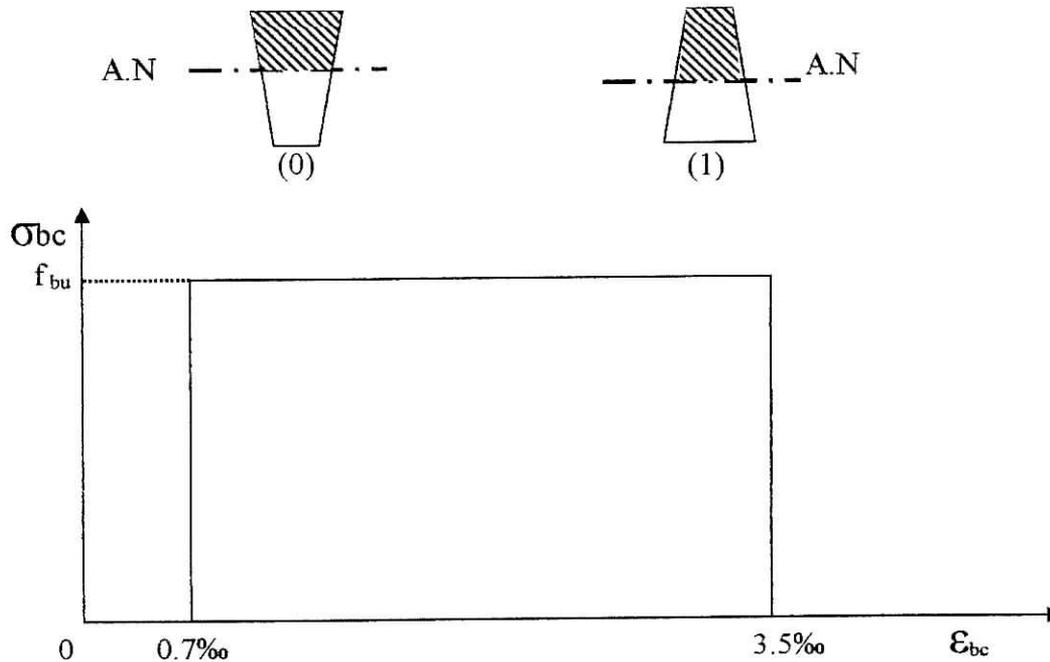


Fig 3.6: **diagramme rectangulaire simplifié.**

Si l'on compare les résultats obtenus par les deux diagrammes parabole rectangle et rectangulaire simplifié, on constate que l'erreur commise est très faible, ce qui justifie l'utilisation du diagramme rectangulaire, dans le cas général et à l'exception de la section entièrement comprimée.

3.2.1.2. L'ACIER:

a). *Caractéristiques mécaniques*

Les différents aciers utilisés dans le béton armé se distinguent par leur forme, leur composition, leur mode d'élaboration ainsi que leur propriétés mécaniques.

Parmi les caractéristiques mécaniques que peuvent présenter ces aciers, seuls la limite d'élasticité et la forme du diagramme contraintes déformations ($\sigma - \epsilon$) sont utiles quant à la justification du choix d'une section donnée.

Pour les aciers écrouis, la limite d'élasticité est définie comme étant la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰, on peut donc distinguer deux domaines pour le comportement de l'acier:

- Le premier est élastique, et pour lequel le matériau revient à son état initial après déchargement
- Le deuxième est plastique, et pour lequel l'acier laisse une déformation résiduelle après déchargement.
- Puis vient la rupture.

b). Diagramme contraintes déformations

Les courbes typiques contraintes déformations (fig 3.7) pour les barres d'acier utilisées en construction de béton armé sont obtenues à partir des barres d'acier soumises à une traction.

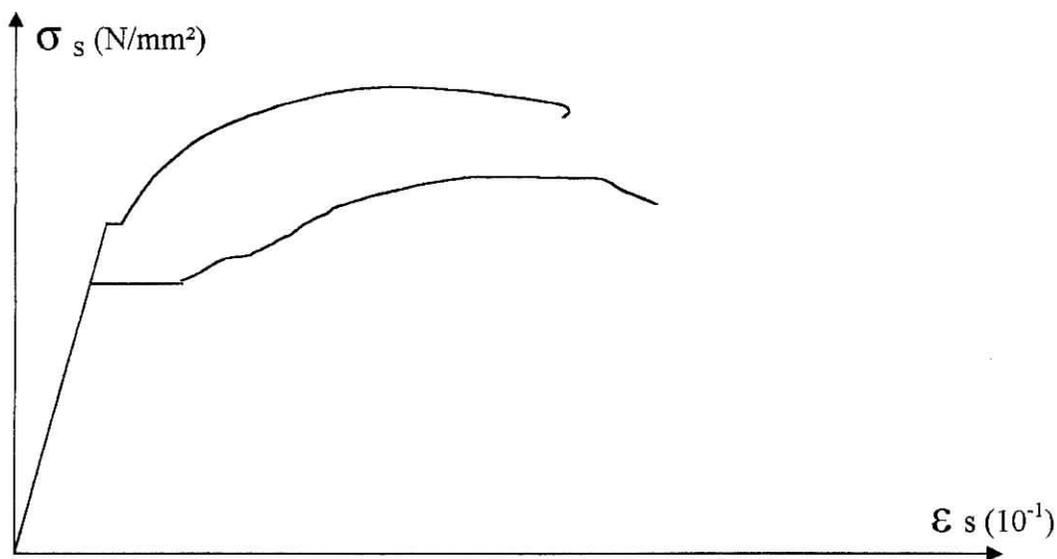


Fig 3.7: courbes typiques contraintes déformation pour l'acier.

Les courbes montrent: une partie initiale linéaire, un plateau de plasticité (les déformations augmentent avec peu ou pas d'augmentation de contraintes), une zone d'écrouissage dans laquelle la contrainte augmente encore avec la déformation, et finalement une partie dans laquelle les contraintes diminuent jusqu'à ce que la rupture survienne. Le module d'élasticité de l'acier est donné par la pente de la partie linéaire élastique de la courbe. Sa valeur est généralement prise comme étant égale à 2.10^5 n/mm².

Les aciers de haute résistance ont généralement un plateau de plasticité, et une élongation avant la rupture plus petite que ceux des aciers de basse résistance.

Généralement, la courbe contraintes déformations de l'acier en traction et compression sont supposées être identiques.

Des testes ont montré que cette supposition est raisonnable pour les calculs de conception, il est nécessaire de modéliser la courbe contraintes déformations. Généralement cette courbe est modélisée par deux lignes droites (fig 3.8-a) en ignorant l'augmentation de contraintes due à l'écroutissage. C'est ce type de modélisation qui est repris par les règlements **BAEL 91**.

Une idéalisation plus précise de la courbe contraintes-déformations est représentée sur la figure (fig 3.8-b).

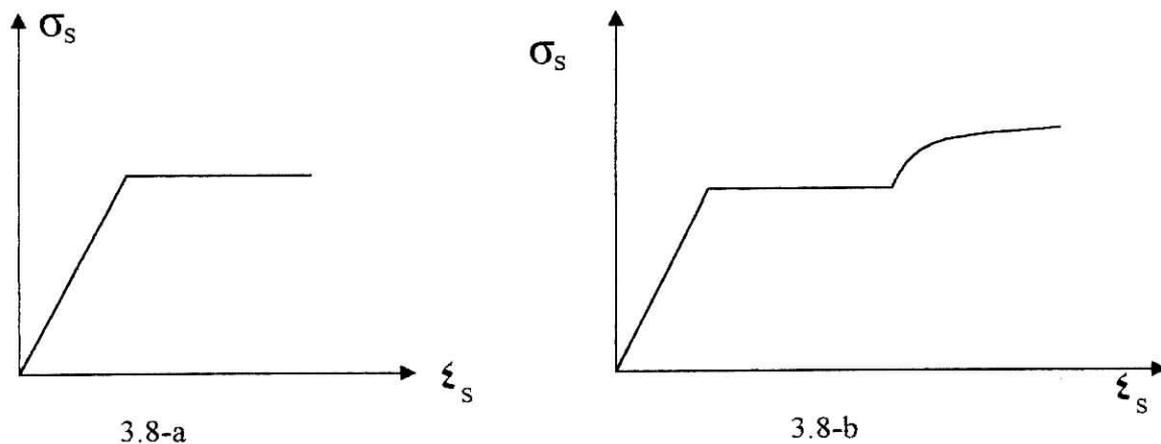


Fig 3.8: courbe contraintes déformations des aciers.

3.2.1.3 LE BETON ARME

a). Comportement expérimental des pièces soumises à la flexion simple

Au départ, les études expérimentales avaient plus spécialement pour objet:

- D'une part d'observer le processus du développement des phénomènes de fissuration.
- D'autre part de déduire des charges de rupture observées les coefficients de sécurité réels auxquels conduisaient l'application des méthodes réglementaires.

Par la suite on a cherché à déterminer l'évolution de la répartition des contraintes dans les sections les plus sollicitées.

Les essais sur pièces fléchies sont généralement réalisés en appliquant à des poutres reposant sur deux appuis simples des systèmes de charges concentrées égales et symétriquement disposées; le plus souvent on dispose deux charges égales et symétriques.

Dans la partie comprise entre les deux charges, la poutre est soumise à un moment de flexion constant $M = P \cdot a$ et un effort tranchant V nul (solllicitation de flexion circulaire). Dans les sections comprises entre les points d'application des charges et les appuis, l'effort tranchant est constant $V = \pm P$, et lorsque l'on veut étudier les conditions de résistance à la flexion, on doit prendre toutes dispositions pour que la résistance à l'effort tranchant soit largement assurée.

b). Calcul à l'état limite ultime à partir du pivot A.

Considérons d'abord le cas d'une poutre dont le calcul à l'état limite ultime a été conduit à partir de la limite de 10‰ de l'allongement relatif des armatures tendues. C'est le cas normal des poutres comportant une table de compression et même de nombreuses poutres à section rectangulaire.

Après une phase où la poutre est apparemment intacte, les charges croissant, on constate l'apparition de fissures dans la zone centrale de la poutre. L'observation de ces premières fissures, perceptible à l'œil nu, est difficile à préciser; elle dépend notamment:

- De l'état de surface des poutres essayées; surface plus ou moins lisse résultant du soin apporté à la confection du coffrage et à la mise en œuvre du béton, exécution éventuelle d'un enduit ou d'une peinture superficielle.
- Des conditions d'éclairage, intensité de la source lumineuse et incidence.
- De l'acuité visuelle et, il faut bien le dire, d'un certain entraînement des expériences.

Sur des poutres dont les faces badigeonnées au lait de chaux et intensivement éclairées, des expérimentateurs exercés décèlent des fissures extrêmement fines qui échapperaient à un examen même minutieux dans les conditions usuelles de service. L'ouverture des premières fissures perceptibles à l'œil nu est de l'ordre de 1/20 et même 1/50 mm; ce sont donc, au sens propre, des fissures capillaires. De telles fissures peuvent se produire sous des charges d'essai nettement inférieures aux charges de service, correspondant ainsi à des contraintes de l'acier, calculées par la méthode classique, inférieures à 100 MPa. On doit donc admettre qu'il existe normalement des fissures capillaires dans les ouvrages en service et c'est avec raison que les règles considèrent que le *comportement normal du béton armé est d'être fissuré*, mais des fissures très fines sont sans inconvénients majeurs sur la conservation des pièces, car elles n'ouvrent pas la voie aux phénomènes de corrosion des armatures. Ces derniers n'apparaissent que pour des ouvertures de fissures notablement plus

grades. L'observation des premières fissures met en évidence, conformément d'ailleurs à la théorie de la fissuration, une certaine constante dans l'espacement des fissures et quand les charges d'essai croissant, d'autres fissures apparaissent, elles recoupent assez régulièrement l'intervalle des fissures initiales.

Quand les charges continuent à augmenter en même temps que le nombre de fissures s'accroît, l'ouverture croît également. Cette ouverture ne dépend pas uniquement de la contrainte calculée mais également du diamètre des barres, des conditions d'enrobage et de l'état de surface des armatures. Avec des barres comportant des traces profondes d'oxydation, pourvu qu'elles soient débarrassées de la rouille non adhérente, les fissures sont plus nombreuses et moins ouvertes – toutes choses égales par ailleurs – qu'avec des barres non oxydées. Cette ouverture croît notablement lorsque la contrainte calculée approche ou atteint la valeur de la limite d'élasticité du métal et les fissures, en même temps qu'elles s'ouvrent, se propagent vers la partie supérieure de la rupture.

Dans le cas de **poutres armées de barres lisses**, certaines de ces fissures s'ouvrent nettement plus que les autres et accentuent davantage leur progression vers la fibre supérieure. Il se produit, de part et d'autre de telles fissures, des glissements locaux des barres qui s'allongent notablement quand la limite d'élasticité du métal est atteinte. Dans les sections correspondantes, la progression des fissures vers la partie supérieure réduit de plus en plus la partie comprimée de la section et finalement *la ruine de la poutre survient par écrasement du béton comprimé* (voir figure 3.9).

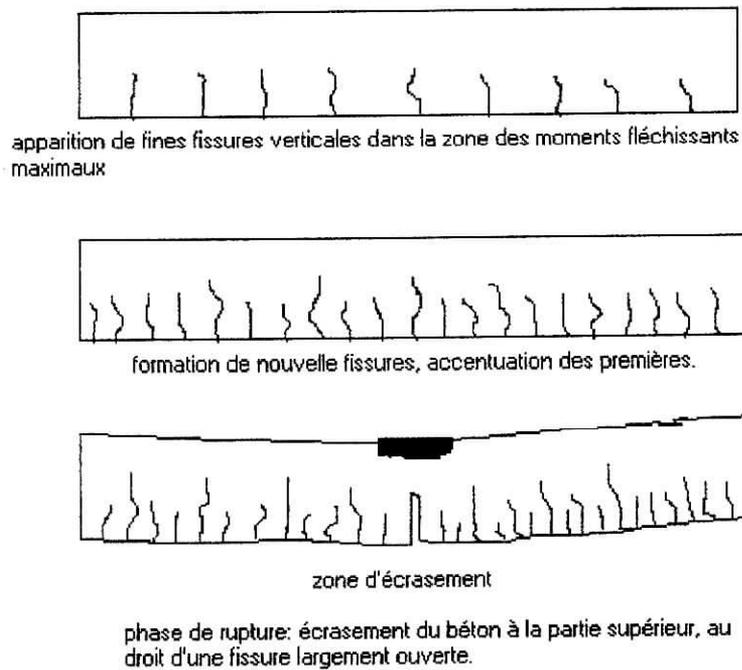


Fig 39 processus du développement de la fissuration et de la ruine d'une poutre soumise à la flexion simple.

Lorsque les armatures des poutres sont, non plus des barres lisses, mais des **barres à haute adhérence** en acier naturel ou écroui (cas le plus fréquent actuellement) le processus de développement des fissures appelle les remarques suivantes:

- Tout d'abord, il est difficile de noter un avantage marqué, résultant de l'emploi de barres HA par rapport aux ronds lisses, quant à l'apparition des premières fissures, mais ce point est sans grande importance pratique.
- Les fissures sont, par contre, normalement plus nombreuses avec les armatures HA et nettement moins ouvertes, à égalité de contraintes, et c'est là précisément que réside l'avantage essentiel de l'utilisation de ces armatures. Approximativement, pour une même valeur moyenne w_m d'ouverture des fissures, la contrainte calculée avec des barres HA est supérieure de près de **60%** à celle correspondant à des ronds lisses.

Dans ce cas, également les fissures qui s'ouvrent se propagent vers la partie supérieure de la poutre et la ruine se produit par écrasement du béton comprimé. Donc la ruine d'une poutre en béton armé se produit par écrasement du béton comprimé, cet écrasement étant consécutif à l'allongement excessif des armatures.

Quantitativement, lorsque les règles fixaient pour les armatures tendues des pièces fléchies une contrainte admissible σ_s , égale à $2/3(\sigma_e)$, on pouvait estimer que le coefficient de sécurité des dites pièces était non pas de $3/2$ mais plutôt de $5/3$ dans le cas d'armatures en acier naturel et d'environ 1,85 dans le cas d'armatures en acier écroui.

Dans le cadre des règles BAEL, ces notions de coefficients de sécurité ne peuvent être envisagées sous cette forme, puisqu'il n'est plus question de contrainte admissible et que l'état limite dépend du diagramme des déformations (règle des trois pivots), ce qui précède fait néanmoins ressortir l'intérêt théorique de l'utilisation d'armatures en acier écroui qui peut permettre une économie de l'ordre de 10% par rapport à l'emploi d'acier naturel de même nuance. Malheureusement les opérations qu'implique l'écrouissage du métal sont onéreuses et les métallurgistes ont actuellement tendance à ne plus développer que la fabrication d'armatures HA en acier naturel.

Conclusion: ce cas de figure représente le mode de rupture par insuffisance d'acier.

C). Calcul à l'état limite ultime à partir du pivot B.

Considérons maintenant le cas d'une poutre dont le calcul à l'état limite a été conduit à partir du pivot **B**.

Si le diagramme des déformations dans la section du moment maximal ne s'écarte pas sensiblement de la droite joignant les pivots A et B, les phénomènes observés seront le plus souvent assez voisins de ceux décrits au paragraphe (§ *b.*) en raison notamment des différences des valeurs des coefficients γ_m ($\gamma_s = 1.15$ pour l'acier et $\gamma_b = 1.5$ pour le béton), et la rupture se produira notamment par écrasement du béton consécutif à l'allongement excessif des armatures.

Mais si la section d'armatures tendues est nettement surabondante, il peut y avoir en quelque sorte rupture directe du béton comprimé, les fissures étant peu ouvertes et peu développées. Dans de telles circonstances la rupture peut être relativement brutale alors que dans le cas visé au paragraphe (§*b.*) elle est progressive.

La présence d'armatures comprimées dans la section de rupture a une influence favorable non seulement sur la valeur du moment de rupture, mais sur le caractère plus progressif de celle-ci, sous réserve que les dites armatures comprimées soient empêchées de flamber par la présence d'armatures transversales suffisamment rapprochées. Ce cas est

normalement celui des sections sur appuis des poutres continues, sections généralement rectangulaires soumises à des moments de flexion négatifs.

Ce cas de figure représente le mode de rupture par insuffisance de béton.

Conclusions:

1. il est à noter que le diagramme de calcul parabole-rectangle admis dans les règles BAEL correspond assez bien à la répartition réelle des contraintes mesurées dans la phase précédant la rupture. Certains expérimentateurs ont pu observer que la contrainte sur le parement de la pièce était légèrement inférieure à la contrainte maximale atteinte à quelques centimètres du parement, mais il s'agit de différences très faibles.

2. il importe de noter qu'avec un pourcentage normal d'armatures, on n'obtient jamais la ruine d'une poutre par rupture des armatures. Ainsi que nous l'avons vu les armatures subissent, avant qu'elles n'atteignent la contrainte de rupture, des allongements qui provoquent l'écrasement du béton (§b.). La rupture des armatures ne pourrait se produire que dans le cas de pourcentage très faible, dans des conditions telles que la résistance à la traction de l'acier tendu soit inférieure à celle du béton de la poutre en section homogène. Dans de telles pièces, lorsque la rupture du béton en traction s'est produite, les armatures ne peuvent assurer la résistance aux efforts de traction et la rupture se produit brutalement. Il faut absolument éviter de telles pièces fragiles dans les constructions en béton armé. C'est la raison pour laquelle tous les règlements ont fixé des pourcentages minimaux dans les pièces tendues ou fléchies (poutres et dalles). En dessous de ces pourcentages, on serait tenté de dire «Ce n'est pas du béton armé ».

3.2.2. Dimensionnement des poutres d'essai

3.2.2.1. Modes de rupture envisagés :

Les types de rupture envisagés sont les suivants :

a). Rupture par flexion par insuffisance d'acier

- Poutre F1A (non renforcée).
- Poutre F2A (renforcée avant chargement).
- Poutre F3A (renforcée après fissuration).

b). Ruptures par flexion par insuffisance de béton

- Poutre F1B (non renforcée).
- Poutre F2B (renforcée avant chargement).
- Poutre F3B (renforcée après fissuration)

3.2.2.2. Dimensionnement des poutres :

Les dimensions retenues pour les poutres en béton armé sont justifiées comme suit :

a). Section transversale (fig 3.10)

Les dimensions retenues pour les poutres en béton armé sont justifiées comme suit

- 1) La hauteur est limitée à 22,5 cm.
- 2) La largeur de la poutre est de 12 cm.

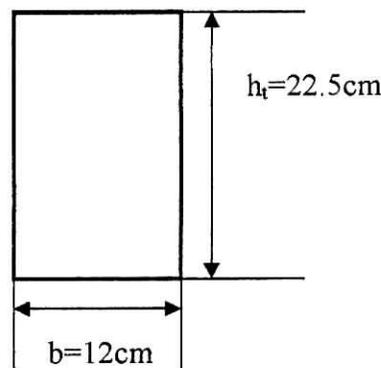


Fig 3.10: section de la poutre.

b). Schéma statique (fig 3.11)

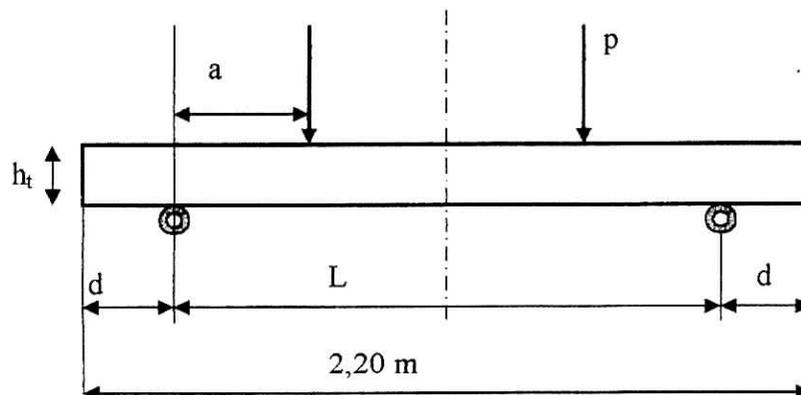


Fig 3.11 : Dispositif de chargement.

Pour obtenir les divers modes de rupture retenus pour les essais, il convient de satisfaire aux conditions suivantes

- Portée d'effort tranchant $a \geq 2.5 h_t$.
- Théorie des poutres $b \geq 2 h_t$.
- Effet d'échelle $h_t \approx 30 \text{ cm}$.

Ces critères conduisent au dimensionnement de la figure 3.12 ci-dessous

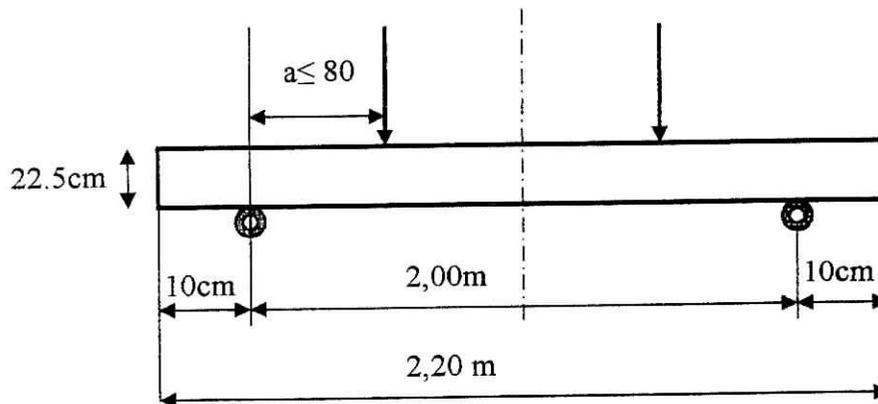


Fig 3.12: Dimensions des poutres.

3.2.2.3. Détermination des armatures

a) Caractéristiques mécaniques

1) Béton

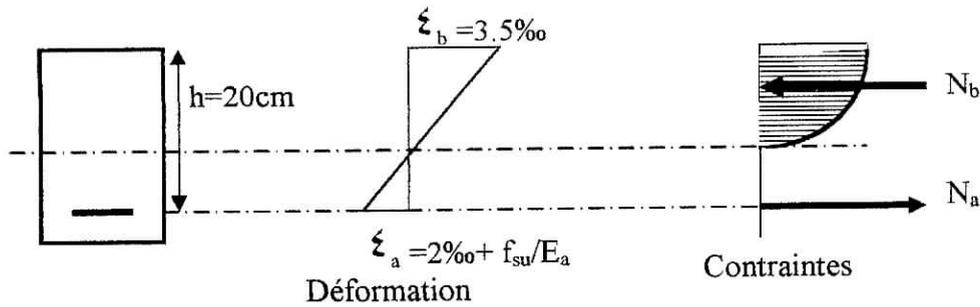
Les valeurs retenues à priori des résistances caractéristiques d'un béton ordinaire, à l'âge de 28 jours, en compression et en traction sont respectivement égales à

$$\begin{cases} f_{c28} = 27 \text{ MPa} = 270 \text{ bars.} \\ f_{t28} = 2.3 \text{ MPa} = 23 \text{ bars.} \end{cases}$$

2) Aciers

Les aciers utilisés ont les caractéristiques suivantes

- Aciers doux de nuance FeE24 $\rightarrow f_{su} = 2350 \text{ bars} = 235 \text{ MPa}$.
- Aciers écrouis de nuance FeE40 $\rightarrow \begin{cases} \phi > 20 \text{ mm} \rightarrow f_{su} = 3478 \text{ bars} \approx 347,8 \text{ MPa.} \\ \phi < 20 \text{ mm} \rightarrow f_{su} = 4152 \text{ bars} \approx 415,2 \text{ MPa.} \end{cases}$

b). Rupture par flexion:**1). Détermination du mode de rupture****1.a- Position de l'axe neutre limite**

En supposant que le béton atteint son raccourcissement ultime $\rightarrow \xi_b = 3.5\text{‰}$, et que les aciers atteignent leur limite élastique f_e il vient

$$\alpha_{\text{limite}} = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_b + \varepsilon_a} = \frac{3,5}{3,5 + 4,27} = 0,45. \quad \text{avec : } f_e = 4000 \text{ bars.}$$

$$\Rightarrow \alpha_{\text{limite}} = 0,45.$$

1.b- Section critique des aciers longitudinaux

$$N_b = N_a, \text{ et } N_b = 0,81 \times \alpha \times h \times b \times f_{bu}.$$

$$\text{Donc } N_b = 236,196 \text{ KN} = N_a.$$

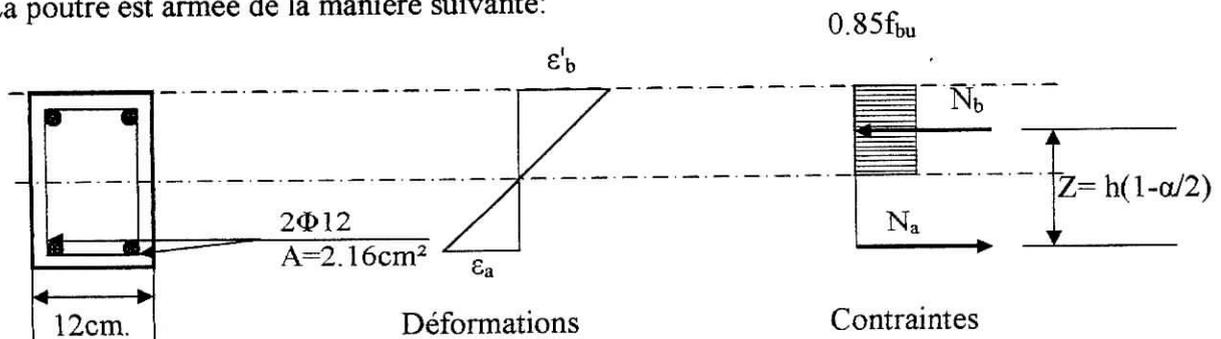
$$\text{Et } A_{\text{critique}} = \frac{N_a}{f_{su}} = \frac{23619,6}{4152} = 4,946 \text{ cm}^2.$$

Cette section critique permet de distinguer les modes d'états-limites par flexion

- par insuffisance d'acier: $A < A_{\text{critique}}$.
- par insuffisance de béton: $A > A_{\text{critique}}$.

2). Calcul à l'état limite des poutres F1A; F2A et F3A -Rupture par insuffisance d'acier.

La poutre est armée de la manière suivante:



2.a. Axe neutre

La position de l'axe neutre est obtenue pour:

$$N_b = N_a \Leftrightarrow 0.8 \times f_{bu} \times b \times \alpha \times h = A \times \sigma_a.$$

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{A \times \sigma_a}{0.8 \times f_{bu} \times b \times h} = 0.1542.$$

$$\text{Avec : } \sigma_a = f_{su} = 4152 \text{ bars.}$$

Il vient : $\alpha = 0.1542$. La déformation dans les aciers est alors: $\varepsilon_a = \frac{0.003 \cdot (1 - \alpha)}{\alpha} = 16.45 \text{ ‰}$.

Ce qui correspond à: $\sigma_a = 5200$ bars.

b.2- Moment de rupture théorique

$$N_a = A \cdot \sigma_a = 2.26 \cdot 5200 = 117,52 \text{ KN.}$$

$$\begin{aligned} \text{Et } Z &= h \cdot (1 - \alpha/2) = 20 \cdot (1 - 0.1542/2) \\ &= 18.458 \text{ cm.} \end{aligned}$$

$$\text{Soit : } M_{rupt} = N_a \cdot Z = 21,692 \text{ KN.m}$$

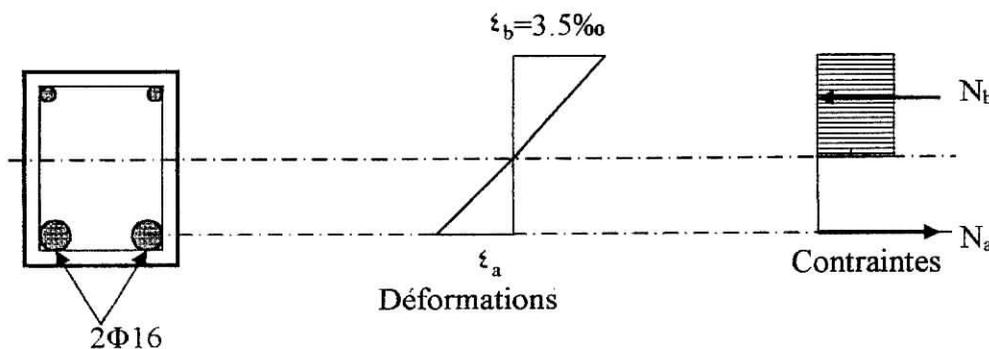
2.b. Charge de ruine

$$P_{rupt} / 2 = \frac{M_r}{0.7} = 30,98 \text{ KN.}$$

Donc la charge de rupture par vérin est de 62 KN.

3). Calcul à l'état limite des poutres F1B; F2B et F3B -Rupture par insuffisance de béton

Les caractéristiques de la section sont données par le schéma suivant:



3.a. Position de l'axe neutre

$$N_a = N_b \Leftrightarrow \alpha = \frac{A \times \sigma_a}{0.8 \times b \times h \times f_{bu}} = 7,877 \cdot 10^{-5} \sigma_a.$$

$$\text{Si } \sigma_a = f_{su} = 4775 \text{ bars; } \alpha = 0,376.$$

$$\text{Soit; } \varepsilon_a = \varepsilon_b \frac{(1-\alpha)}{\alpha} = \frac{0.003(1-0.376)}{0.376}$$

$$\varepsilon_a = 4.978 \times 10^{-3}$$

Ce qui correspond à : $\sigma_a = 4800$ bars.

3.b. Moment de rupture théorique

$$M_{\text{rupt}} = 0.8 * b * h^2 * \alpha * f_{bu} * (1-\alpha/2).$$

$$M_{\text{rupt}} = 38,568 \text{ KN.m.}$$

c.3- Charge de ruine

$$P_{\text{rupt}} = M_{\text{rupt}} / 0.85.$$

$$P_{\text{rupt}}/2 = 45,374 \text{ KN.m.}$$

3.3. Comportement des poutres en BA renforcées par des fibres de carbone

3.3.1. Critères de résistance du renfort

3.3.1.1. Traction dans la direction des fibres :

Sous une sollicitation de ce type la relation contrainte-déformation est linéaire jusqu'à la rupture, le matériau considéré a un comportement fragile.

Les fibres sont beaucoup plus rigides que la matrice, elles supportent le principal de l'effort.

3.3.1.2. Compression dans la direction des fibres :

Du point de vue théorique on trouve, les mêmes critères de résistance qu'à la traction. Les fibres ayant un diamètre très faible, on tendance à flamber ; c'est la matrice qui les stabilise, dans ce mode d'effort les propriétés de la matrice sont importantes. Ainsi les fibres de nouvelle génération ont une résistance et une rigidité en traction plus élevées que les fibres de première génération mais elles ne permettent pas d'obtenir un gain de résistance en compression

Pour augmenter les caractéristiques en compression, il faut augmenter les caractéristiques de la résine.

3.3.1.3. Traction et compression transversales – dimensionnement des renforts

Dans ces sollicitations, fibres et matrice sont soumises à des contraintes équivalentes, c'est le matériau le plus faible (la matrice) qui gouverne la résistance du composite.

En règle générale, le matériaux composite est appliqué sur une structure soumise à l'action de son poids propre et des charges permanentes, il n'est donc sollicité que par les actions variables : charges d'exploitation et le cas échéant climatiques.

En partie courante, le renfort subit sous l'action de ces charges un allongement égal à celui de son support.

Le module élastique du renfort est sensiblement égal à la moitié de celui de l'acier ; donc à allongement égal, la contrainte qu'il subit, du fait des charges variables, est voisines de la moitié de la variation de contrainte de l'armure d'acier sous les mêmes charges ; cette variation, pour un ouvrage courant, et de l'ordre de 150 MPa au maximum, soit 10 à 15% de la contrainte de rupture. Elle est très inférieure au seuil de fatigue du matériau.

En section courante, le renfort se comporte comme une armature supplémentaire dont il est facile de tenir compte dans une vérification en flexion en application du diagramme des trois pivots tel que proposé par les règles C.B.A.93.

Une bande de 300 mm de largeur en une seul couche est susceptible de mobiliser une force de 250Kn à la rupture ; on notera qu'il n'est pas nécessaire d'appliquer à cette force un coefficient minoratif comme on le fait pour une tôle collée, car la faible épaisseur du renfort et son mode d'imprégnation rendent négligeable l'effet de la flexion.

L'allongement à la rupture du matériau compris entre 1,2% et 1,9% est supérieur à la limite conventionnelle de 1% du diagramme des trois pivots, ce qui permet de prendre en compte la totalité des sections cumulées de l'armature existante et de celle de renfort.

3.3.2. Dimensionnement des poutres renforcées

Le calcul des structures en béton armé renforcées par les matériaux composites se fait selon les règles et les principes du BAEL91. La vérification s'appuie sur les hypothèses fondamentales du calcul du béton armé, à savoir:

- Le béton tendu est négligé dans l'équilibre des sections.
- Les sections planes restent planes après déformation (hypothèse de Navier Bernoulli).
- Non glissement de l'acier et du renfort par rapport au béton.

3.3.2.1. Loi de comportement du renfort – figure 3.13

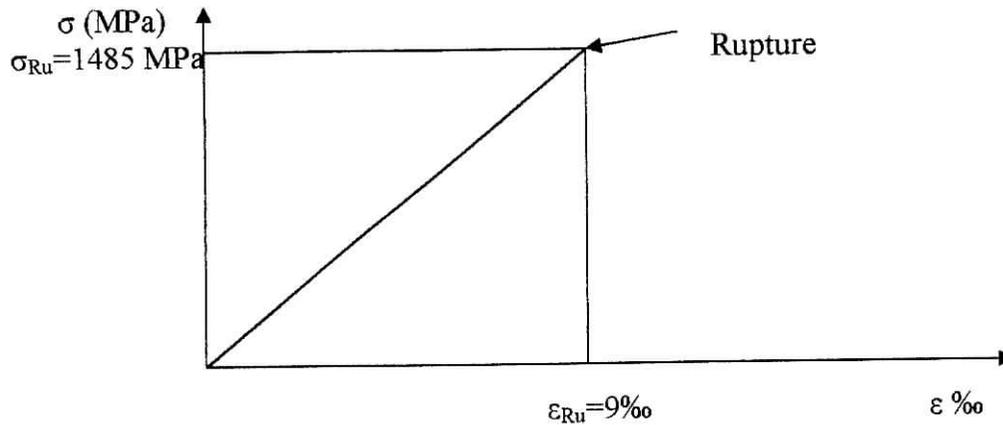


Fig 3.13. Loi de comportement du renfort

3.3.2.2. Poutre renforcée avant chargement par SIKAWRAP

Ici, on introduit le composite de fibre de carbone qui n'est autre que des armatures additionnelles extérieures. On utilise une couche de SIKAWRAP d'épaisseur 1.2 mm et de 12 cm de largeur sur une longueur de 170 cm. On a:

A_c : section du renfort.

F_c : force reprise par la bande du composite.

F_b : force reprise par le béton seul.

y_u : hauteur comprimée du diagramme rectangulaire.

M_{soll} : moment de sollicitation à l'état limite ultime.

M_{rb} : moment résistant du béton.

E_c : module d'élasticité du matériau composite à la compression est égale 55000 MPa.

ε_{cu} : allongement relatif est limité à $\varepsilon_{cu} = 6 \text{ ‰}$

Application numérique:

$$A_c = 12 \cdot 0.12 = 1.44 \text{ cm}^2.$$

$$F_c = A_c \cdot f_{cu}$$

$$f_{cu} = E_c \cdot \varepsilon_{cu}$$

$$f_{cu} = 330 \text{ MPa.}$$

$$F_c = 47.52 \text{ KN.}$$

Equation d'équilibre:

$$F_b - F_s - F_c = 0 \quad \text{avec } F_s = A_s \cdot f_{su} = 139.85 \text{ KN.}$$

$$F_b = F_s + F_c \rightarrow F_b = 187.37 \text{ KN.}$$

$$F_b = b \cdot y_u \cdot f_{bu}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} \quad \text{avec : } f_{c28} = 27 \text{ MPa.}$$

$$f_{bu} = 15.3 \text{ MPa.}$$

$$y_u = \frac{F_b}{0.8 \times b \times f_{bu}} = \frac{187.37}{0.8 \times 12 \times 15.3} \Rightarrow y_u = 12.75 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } M_{soll} = \{0.8 \cdot y_u \cdot b \cdot f_{bu} \cdot 0.4 \cdot y_u\}.$$

$$M_{soll} = 32.37 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Alors } F_{soll} / 2 = 53.95 \text{ KN.}$$

$$F_{soll} = 108 \text{ KN.}$$

3.3.2.3. Cas d'une poutre renforcée avant chargement par SIKACARBODUR

On utilise pour le renforcement une bande de SIKACARBODUR d'épaisseur 1.2 mm et de 80 mm de largeur sur une longueur de 170 cm. On a:

A_c : section du renfort.

F_c : force reprise par la bande du composite.

F_b : force reprise par le béton seul.

y_u : hauteur comprimée du diagramme rectangulaire.

M_{soll} : moment de sollicitation à l'état limite ultime.

M_{rb} : moment résistant du béton.

E_c : module d'élasticité du matériau composite à la traction est égale 165000 MPa.

ϵ_{cu} : allongement relatif est limité à $\epsilon_{cu} = 9\%$.

Application numérique:

$$A_c = 8 \cdot 0.12 = 0.96 \text{ cm}^2.$$

$$F_c = A_c \cdot f_{cu}$$

$$f_{cu} = E_c \cdot \epsilon_{cu}$$

$$f_{cu} = 1485 \text{ MPa.}$$

$$F_c = 142.56 \text{ KN.}$$

Equation d'équilibre:

$$F_b - F_s - F_c = 0 \quad \text{avec } F_s = A_s \cdot f_{su} = 78.64 \text{ KN.}$$

$$F_b = F_s + F_c \Rightarrow F_b = 221.2 \text{ KN.}$$

$$F_b = b \cdot y_u \cdot f_{bu}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} \quad \text{avec : } f_{c28} = 27 \text{ MPa.}$$

$$f_{bu} = 15.3 \text{ MPa.}$$

$$y_u = \frac{F_b}{0.8 \times b \times f_{bu}} = \frac{221.2}{0.8 \times 12 \times 15.3} \Rightarrow y_u = 15.06 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc: } M_{soll} = \{0.8 \cdot y_u \cdot b \cdot f_{bu} \cdot Z_b\}.$$

$$M_{soll} = 39.81 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Alors } F_{soll} / 2 = 66.36 \text{ KN.}$$

$$F_{soll} = 132.72 \text{ KN.}$$

CHAPITRE IV

ETUDE EXPERIMENTALE

Chapitre IV: Etude expérimentale.

4.1. Introduction

Une étude expérimentale s'avère indispensable afin de confronter ou vérifier les résultats de l'étude théorique. La détermination des dimensions à donner aux pièces d'essai, imposées par les capacités du laboratoire génie civil de l'Ecole Nationale Polytechnique, a conduit à des poutres de même dimension. Le ferrailage a été déterminé à partir du mode de rupture escompté.

Les essais ont été effectués au laboratoire de Génie Civil de l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger.

Le but de ces essais est d'étudier le comportement des poutres en béton armé simplement appuyées et soumises à la flexion simple renforcées par matériaux composites (SIKAWRAP et SIKACARBODUR). Nous suivrons alors l'influence du renforcement sur la capacité portante des poutres avant et après chargement.

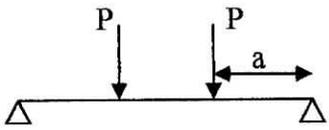
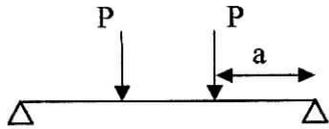
4.2. Programme expérimentale

4.2.1. Variables de l'étude

Nos essais portent sur six poutres de mêmes dimensions (coffrage utilisé: $220 \times 22.5 \times 12 \text{ cm}^3$).

Les différents facteurs, pris en compte dans le paragraphe précédent, permettent de définir, pour chaque poutre, les modes de rupture conformément au tableau 4.1

Tableau 4.1. Modes de rupture des pièces d'essai

Numéro de la poutre	Type de renforcement	Modèle de rupture envisagé	Schéma de charge	a/h
F1A	Non renforcée	Flexion: « <i>Insuffisance d'acier</i> »		>3
F2A	Renforcée avant chargement			
F3A	Renforcée après fissuration			
F1B	Non renforcée	Flexion: « <i>Insuffisance de béton</i> »		>3
F2B	Renforcée avant chargement			
F3B	Renforcée après fissuration			

Où F: désigne le mode de rupture (par flexion).

A: modèle de rupture par insuffisance d'acier.

B: modèle de rupture par insuffisance de béton.

1,2 et 3: pour distinguer les différents types de renforcement.

Les pièces d'essais sont des poutres isostatiques en béton armé reposant sur deux appuis simples, elles ont la même portée soit $L=200$ cm (avec 20 cm de débords). La section droite est rectangulaire de dimensions géométriques théoriques comme suit:

- Largeur $b=12$ cm.
- Hauteur totale $ht=22.5$ cm.
- Hauteur utile $d=20$ cm.

4.2.2. Détermination des armatures :

4.2.2.1- Caractéristiques mécaniques

a) Béton

Les valeurs retenues à priori des résistances caractéristiques d'un béton ordinaire, à l'âge de 28 jours, en compression et en traction sont respectivement égales à

$$\begin{cases} f_{c28} = 27\text{MPa} = 270 \text{ bars.} \\ f_{t28} = 2.3\text{MPa} = 23 \text{ bars.} \end{cases}$$

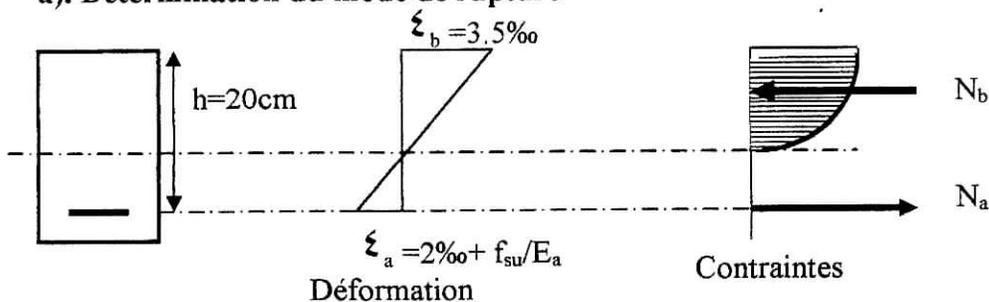
b) Aciers

Les aciers utilisés ont les caractéristiques suivantes

- Aciers doux de nuance FeE24 $\rightarrow f_{su} = 2350$ bars = 235MPa.
- Aciers écrouis de nuance FeE40 $\rightarrow \begin{cases} \phi > 20 \text{ mm} \rightarrow f_{su} = 3478 \text{ bars} \approx 347,8\text{MPa.} \\ \phi < 20 \text{ mm} \rightarrow f_{su} = 4152 \text{ bars} \approx 415,2\text{MPa.} \end{cases}$

4.2.2.2- Rupture par flexion

a). Détermination du mode de rupture



a.1- Position de l'axe neutre limite

En supposant que le béton atteint son raccourcissement ultime $\rightarrow \xi_b = 3.5\%$, et que les aciers atteignent leur limite élastique f_e il vient

$$\alpha_{limite} = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_b + \varepsilon_a} = \frac{3,5}{3,5 + 4,27} = 0,45. \quad \text{avec : } f_e = 4000 \text{ bars.}$$

$$\Rightarrow \alpha_{limite} = 0,45.$$

a.2- Section critique des aciers longitudinaux

$$N_b = N_a, \text{ et } N_b = 0.81 \times \alpha \times h \times b \times f_{bu}.$$

$$\text{Donc } N_b = 236,196 \text{ KN} = N_a.$$

$$\text{Et } A_{critique} = \frac{N_a}{f_{su}} = \frac{23619,6}{4152} = 4.946 \text{ cm}^2.$$

Cette section critique permet de distinguer les modes d'états-limites par flexion

- par insuffisance d'acier: $A < A_{critique}$. On adopte deux barres HA12.
- par insuffisance de béton: $A > A_{critique}$. On adopte deux barres HA16

4.2.2.3. Ferrailage

Les aciers utilisés ont les limites d'élasticité suivantes

- (*) Pour les ronds lisses $f_e = 215 \text{ MPa}$.
- (*) Pour les hautes adhérences $f_e = 400 \text{ MPa}$.

a). Armatures principales

Le ferrailage a été calculé pour obtenir deux modes de ruptures par flexion, l'un par insuffisance d'acier, l'autre par insuffisance de béton.

- Armatures inférieures de traction: Ce sont des barres filantes en acier haute adhérence
 - *) HA12 (pour le mode de rupture par insuffisance d'acier).
 - *) HA16 (pour le mode de rupture par insuffisance de béton).
- Armatures supérieures de montage: Ce sont des barres filantes en acier haute adhérence HA10.

b). Armatures transversales

Ce sont des cadres en acier rond lisse $\Phi 6$.

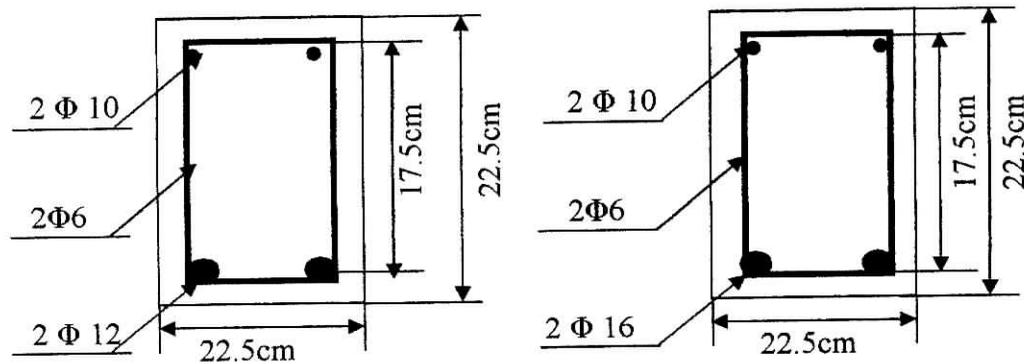


Fig 4.2: Coupe transversale

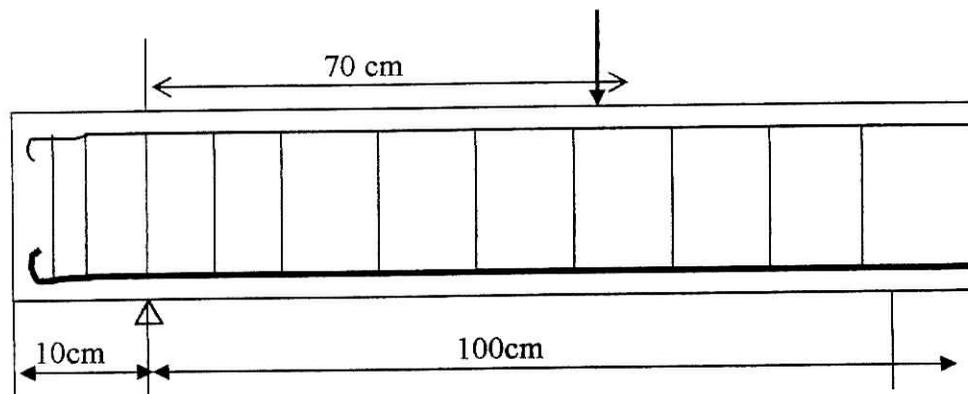


Fig 4.2bis: Coupe longitudinale

4.2.3. Caractéristiques du béton armé mis en œuvre

4.2.3.1. Composition du béton

La détermination de la composition du béton a été faite au laboratoire de l'Ecole Nationale Polytechnique. En ce qui concerne les granulats utilisés ils proviennent de la carrière Jobert pour le gravillon 3/8 et de la carrière de Si Mustapha pour le gravier 8/15. L'analyse granulométrique du gravier et de gravillon réalisée sur des échantillons de 1500 grammes est résumée dans l'annexe A1. Le sable entrent dans la composition du béton est un sable de rivière. L'analyse granulométrique effectuée sur un échantillon de sable de 1500 gramme est représentée dans l'annexe A1. Le ciment utilisé est un ciment de classe "CPJ 45" de la cimenterie de Meftah L'eau utilisée est l'eau potable de robinet.

4.2.3.2. Caractéristiques mécaniques

Le béton employé pour les essais dosé à 350 kg de ciments CPJ45, par mètre cube de béton frais mis en œuvre.

Les courbes granulométriques des granulats sont représentées dans l'annexe A1.

Le ciment est de densité 3,05, sa finesse de mouture se caractérise par une surface spécifique de Blaine égale à 3185 cm²/g

La méthode de composition théorique retenue est celle de M.Faury, pour un béton ordinaire.

La dimension maximale des granulats est égale à 14 mm.

L'affaissement est égal à 5,6 cm

Ce qui conduit à un dosage de 213 litres d'eau par mètre cube de béton.

La composition pondérale du béton, compte tenu des densités absolues 2,6 pour le sable et 2,6 pour le gravillon, est la suivante : (pour 1 mètre cube de béton)

- Sable 0/5 mm : 743,6 kg.
- Gravillon 3/8 mm : 204,6 kg.
- Gravier 5 /14 mm : 798 kg.
- Ciment : 350 kg

La quantité totale des matériaux utilisés est la suivante:

- Sable 0/5 mm : 299 kg.
- Gravillon 3/8 mm : 119 kg.
- Gravier 5 /14 mm : 259 kg.
- Ciment : 162 kg

Eau de gâchage : 68,5 litres

4.2.4. Caractéristiques des matériaux composites

Les matériaux composites utilisés dans cette étude sont constitués de fibre de carbone. Ces matériaux sont commercialisés et posés en Algérie par **SIKA Outre Mer**. Il s'agit en effet d'un tissu mono directionnel **SIKAWRAP** et une Lamelle **SIKACARBODUR**.

Les procédés **SIKACARBODUR** et **SIKAWRAP** sont destinés à réparer et à renforcer les structures par le collage des armatures passives **SIKACARBODUR LAMELLE** (composite à base de fibres de carbone noyées dans une matrice polymère), et **SIKAWRAP** (tissu de carbone). Le présent paragraphe définit les produits utilisés dans nos essais et leurs modalités de mise en œuvre.

Ces composites sont collés sur les poutres après 30 jours au minimum de la date de leur coulage, sur la partie inférieure ou supérieure selon les cas.

4.2.4.1. SIKA CARBODUR LAMELLE

a). *Présentation*

- Composition : fibres de carbone agglomérées dans une matrice de résine époxydique.
- Pourcentage volumétrique de fibres : >68%.
- Densité : 1,5.
- Présentation en rouleaux de 10, 25, 50 et 250 mètres.
- Couleur : noir.
- Dimensions : Tableau 4.2

Tableau 4.2. Dimensions des lamelles.

Type de lamelle	Largeur (mm)	Epaisseur (mm)	Section (mm ²)
S512	50	1.2	60
S812	80	1.2	96
S1012	100	1.2	120
S1512	150	1.2	180

b). *Identification*

Le SIKA CARBODUR LAMELLE est identifié par un numéro de lot composé de la fabrication suivie d'un code de production, imprimé à intervalles réguliers sur la face opposée à celle utilisée pour le collage.

c). *Performances (toutes lamelles type S)*

Module d'élasticité en traction > 165000 MPa.

Résistance en traction > 2800 MPa.

Allongement à la rupture > 1.7%.

Ces valeurs sont obtenues en exerçant un effort de traction dans le sens longitudinal des lamelles.

4.2.4.2. SIKADUR 30 COLLE

a). *Présentation*

Le SIKADUR 30 COLLE est une colle époxydique à deux composants sans solvant, de couleur gris clair, utilisé pour le collage du SIKACARBODUR LAMELLE :

*composant A : résine (couleur blanc),

*composant B : résine (couleur noir).

Bénéficie du droit d'usage de la marque NF en tant que produit de collage structural classé 1.

Conditionnement: kits de 1.240 kg et 6 kg.

b). Performances

- * densité: 1.8 environ.
- * résistance à la compression ≥ 55 MPa à 2 jours à 20°C.
- * résistance à la flexion ≥ 30 MPa à 2 jours à 20 °C.
- * module d'élasticité statique ≥ 12800 MPa.
- * adhérence sur béton ≥ 4 MPa (rupture dans le support).
- * résistance à la traction par cisaillement ≥ 15 MPa à 28 jours.
- * coefficient de dilatation = 0.03 mm/m.°C de -10°C à +40°C.

4.2.4.3. PROCEDE SIKAWRAP (SIKAWRAP HEX 230 C)

a). Présentation

Le SIKAWRAP HEX 230 C est un tissu de fibres de carbone, de masse surfacique égale 225 g/m², d'épaisseur de 0.13 mm, sous forme de rouleaux de longueur 45.70 m, de largeur 305 mm ou 610 mm et sa couleur est noir.

b). Identification

Le numéro de lot figure sur l'étiquette apposée sur le carton d'emballage.

c). Performances

- * résistance en traction = 3500 MPa.
- * module d'élasticité en traction = 230000 MPa.
- * allongement à la rupture = 1.5%.

4.2.4.4. SIKADUR 330

a). Présentation

Le SIKADUR 330 est la résine d'imprégnation du tissu SIKAWRAP HEX 230 C.

* Résine bi-composant:

- composant A résine de couleur blanche.
- Composant B durcisseur de couleur grise.

* consistance pâteuse.

* conditionnement kit de 5 kg.

b). Performances

* densité = 1.3 environ.

* l'adhérence sur le béton sablé est supérieure à la cohésion du support (dés 24 h).

* résistance à la traction ≥ 30 MPa à 2 jours et 20°C.

* résistance à la compression ≥ 55 MPa à 2 jours et 20°C.

* module d'élasticité en flexion = 3800 MPa à 7 jours et 23°C.

4.2.4.5 Composite: SIKAWRAP HEX 230 C/ SIKADUR 330

Les performances indiquées ci-après ont été mesurées en laboratoire après 7 jours de durcissement à 23°C.

- résistance en traction = 750 MPa.
- Module d'élasticité en traction = 55000 MPa.
- Allongement à la rupture = 1.15%.

4.2.4.6. Produits d'injection des fissures- SIKADUR 52 Injection

Pour colmater et réparer les fissures des poutres endommagées on utilise SIKADUR 52 Injection qui est une résine époxydique à deux composantes: composant A (résine) + composant B (durcisseur). Sans solvant de couleur jaune ambré. Le mélange des deux composants A et B est réalisé avec un malaxeur muni d'un hélice hélicoïdale à vitesse lente (300 tours/minute) afin de limiter l'entraînement d'air.

Notons enfin que le calfeutrement des fissures des poutres endommagées, après injection du SIKADUR 52 est assuré par la résine SIKADUR 30 Colle.

4.2.4.7. Produit de ragréage- SIKADUR 41 RAGREAGE

C'est un mortier époxydique à trois composants sans solvant, de couleur grise:

- composant A: résine.
- composant B: durcisseur.
- composant C: charges.

Il est utilisé pour les ragréages et surfacages localisés du support.

4.2.5. Mise en œuvre des matériaux composites

4.2.5.1 Renforcement des ouvrages par le procédé SIKACARBODUR

a). Préparation du SIKACARBODUR LAMELLE

* Découper la lamelle à la longueur définie par le bureau d'étude, à l'aide d'une scie à métaux ou au disque à tronçonner.

* Nettoyer et dégraisser la face à encoller (face opposée à celle qui fait l'objet du marquage du numéro de lot) avec le NETTOYANT SIKADUR.

b). Préparation du SIKADUR 30 COLLE

Lors de la mise en œuvre, la température du produit, du support et de l'ambiance doit être comprise entre +5°C et +40°C.

L'humidité relative doit être inférieure à 80%. Attention aux phénomènes de condensation qui se produisent lorsqu'un support se trouve en contact avec de l'air humide ayant une température plus élevée que lui (point de rosée). La température du support doit être supérieure d'au moins trois degrés par rapport au point de rosée.

Le mélange des deux composants A et B doit être réalisé avec un malaxeur muni d'une hélicoïdale à vitesse lente (300 tours/minute environ) afin de limiter l'entraînement d'air.

Poursuivre le malaxage pendant trois minutes environ jusqu'à obtenir un mélange uniforme gris clair.

La consommation de colle par mètre de lamelle est définie dans le tableau 4.3.

Tableau 4.3: Consommation de la colle

Largeur de lamelle	50 mm	80 mm	100 mm	150 mm
SIKADUR 30 COLLE	0.35 kg	0.55 kg	0.70 kg	1 kg

La consommation peut varier suivant la planéité, la rugosité du support et les éventuels croisements de lamelles.

c). Pose du SIKA CARBODUR LAMELLE

– Mettre en œuvre la colle en double encollage; une couche sur le béton (1 mm environ) et une couche sur le SIKA CARBODUR LAMELLE (1 à 2 mm).l'encollage de la lamelle doit être réalisé sur un support plan.

– Positionner et plaquer manuellement la lamelle sur le support; ceci doit se faire pendant le temps limite d'assemblage, soit 50 minutes environ à 20°C. Presser fortement à l'aide d'un rouleau maroufleur; le marouffage soigné doit être poursuivi jusqu'à obtenir un reflux continu sur les bords de la lamelle. Enlever l'excédent de colle immédiatement avec une spatule et ne pas le réutiliser.

Le faible poids du SIKA CARBODUR LAMELLE et la thixotropie de la résine SIKADUR 30 COLLE permettent d'obtenir le collage de l'ensemble sans maintien d'une pression d'application.

Prélever des échantillons de SIKADUR 30 COLLE afin de contrôler la polymérisation et de décider de la remise en service de l'ouvrage.

4.2.5.2. Renforcement des ouvrages par le procédé SIKA WRAP

a). Préparation du tissu SIKA WRAP HEX 230 C

Découper soigneusement le tissu aux dimensions indiquées dans la note de calcul fournie par le bureau d'études. Le tissu une fois coupé, doit rester soit à plat, soit enroulé.

En aucun cas, il ne doit être plié afin de ne pas endommager les fibres. Par ailleurs, veiller à le tenir hors poussière et à l'abri de l'humidité.

b). Préparation de la résine SIKADUR 330

* Homogénéiser chaque composant séparément dans son emballage.

* Verser la totalité du composant B dans le composant A.

- * Mélanger avec un agitateur mécanique muni d'une hélice pendant environ 3 minutes jusqu'à obtenir un mélange uniforme de couleur grise.
- * Transvaser l'ensemble du mélange dans un récipient propre, puis mélanger à nouveau pendant environ 1 minute, à faible vitesse (300 tours/minute environ) afin de limiter l'entraînement d'air.
- * La *Durée Pratique d'Utilisation (DPU)* débute dès la fin du mélange des deux composants. Elle est plus longue à basses températures et se raccourcit à hautes températures.

Pour l'augmenter en cas de température élevée, il est recommandé de diviser la colle, une fois mélangée, en petites portions. Une autre méthode efficace consiste à stocker avant utilisation les deux composants dans un endroit frais.

c). Application de la résine SIKADUR 330 et du tissu SIKAWRAP HEX 230 C

Etape A: mise en place de la résine

Sur le support béton préalablement préparé, appliquer à l'aide d'un rouleau ou d'une brosse le SIKADUR 330 à raison de 0.7 à 1.2 kg/m² suivant la rugosité du support.

Etape B: mise en place du tissu

Placer le tissu sur la couche d'apprêt conformément au calepinage et au dimensionnement réalisés par le bureau d'études. Noyer soigneusement le tissu dans la résine avec le rouleau de marouflage. Répartir la résine avec ce rouleau jusqu'à l'obtention d'une structure homogène.

Etape C (éventuelle): préparation avant finition

Pour augmenter la rugosité nécessaire à l'adhérence d'un enduit de finition à base de ciment, il est possible d'appliquer une couche de résine d'environ 0.5 kg/m², puis de la saupoudrer, à l'état frais, de sable de quartez propre et sec de granulométrie 0.1/0.6 mm.

4.3. Dispositifs expérimentaux et instruments de mesure

4.3.1. Préparation des poutres

Les poutres sont chargées et observées sur la table d'essais du département génie civil de l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger.

Les poutres ont été testées en flexion simple et les essais réalisés peuvent être classés en trois lots.

a). Lot 1: Poutres témoins

Il s'agit des poutres appelées F1A et F1B. On applique une charge P progressive par pas de 10KN jusqu'à la rupture de la poutre (par insuffisance d'acier et par insuffisance de béton successivement). On note la charge de rupture et les différentes déformations correspondantes (acier, béton).

b). Lot 2: Poutres endommagées et réparées

Dans cette catégorie, il s'agit des poutres F3A et F3B, la première phase consiste à appliquer une charge P progressive jusqu'à la ruine. On mesure la flèche à chaque pas de chargement ainsi que les déformations des aciers inférieurs et celles du béton tendu et comprimé à mi-travée.

La deuxième phase de ces essais est le colmatage des fissures par injection de la résine SIKADUR 52 et calfeutrement des fissures par SIKADUR 30 Colle.

Avant l'application du composite le support doit subir les opérations suivantes:

- dépoussiérage par brosse métallique puis par papier vert de la surface du support;
- nettoyage avec le liquide (Water-Based Acidic);
- désinfection de la surface par de l'alcool éthylique;

La troisième phase est la phase d'application de la résine époxydique et le composite sur le support. On doit attendre 48h avant le chargement de nouveau jusqu'à la rupture.

* Lamelle SIKACARBODURpoutre F3A.

* Tissu SIKAWRAP + Lamelle SIKACARBODUR.....poutre F3B.

c). Lot 3: Poutres renforcées avant chargement

Les poutres F2A et F2B sont renforcées avant chargement par les matériaux composites à savoir:

- poutre F3A: application de la résine SIKADUR 30 Colle + SIKACARBODUR sur 170cm de la face inférieure.
- poutre F3B: application de la résine SIKADUR 330 + Tissu SIKAWRAP sur 170cm de la face supérieure.

4.3.2. Machine d'essai et appareils de mesure

4.3.2.1. Machine d'essais

La machine d'essais (en charpente métallique) est composée de trois portiques déplaçables dans le sens longitudinal de la table d'essai. Chaque portique comporte un vérin hydraulique coulissant sur sa traverse, perpendiculairement au déplacement des portiques.

a). Contact vérin- répartiteur

La face inférieure de chaque vérin comporte un creux où vient se loger une plaque munie d'une bille qui sert à transmettre la charge. Dans notre cas, la poutre étant sollicitée par deux forces concentrées, nous avons utilisé un seul vérin.

La force transmise par ce dernier sera décomposée en deux grâce à un profilé métallique répartiteur de forces.

Remarque:

On a utilisé un seul vérin parce que sa capacité de chargement est suffisante pour atteindre la rupture théorique désirée (≈ 20 t).

b). Type d'appui

La poutre repose sur deux appuis simples.

c). Système de blocage de la charge

Il a été fait manuellement afin de palier aux éventuelles fuites (voir courbes d'étalonnage en annexe A).

4.3.2.2. Appareils de mesure

a). Flèches

Elles sont mesurées à l'aide de comparateurs de précision 10^{-2} .

b). Déformations de l'acier et du béton

Les allongements de l'acier et raccourcissement au voisinage des sections critiques sont déterminés à l'aide de jauges ohmiques. Les valeurs sont lues directement sur le pont d'extensomètre. Pour suivre les déformations du béton, une jauge ohmique est disposée sur l'axe de symétrie de la poutre.

Les paramètres K (facteur de sensibilité des jauges) et R (résistance en Ω) propres à chaque type de jauges sont réglables sur le pont dès le départ.

- pour l'acier: les jauges sont collées directement sur l'armatures après coulissage de la surface de contact (Voir figure 4.5).
- Pour le béton: elles sont placées au niveau de la fibre la plus tendue et/ou la plus comprimée (Voir figure 4.4).

Jauges ohmiques collées sur le béton

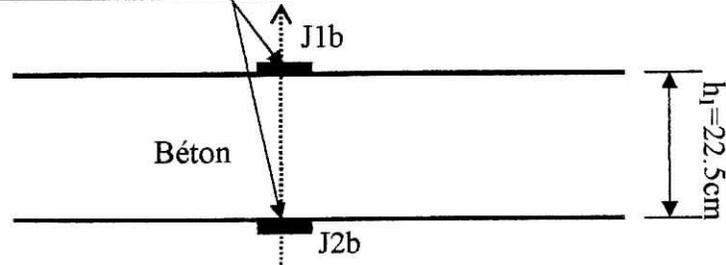


Fig 4.4. Emplacement des jauges de béton

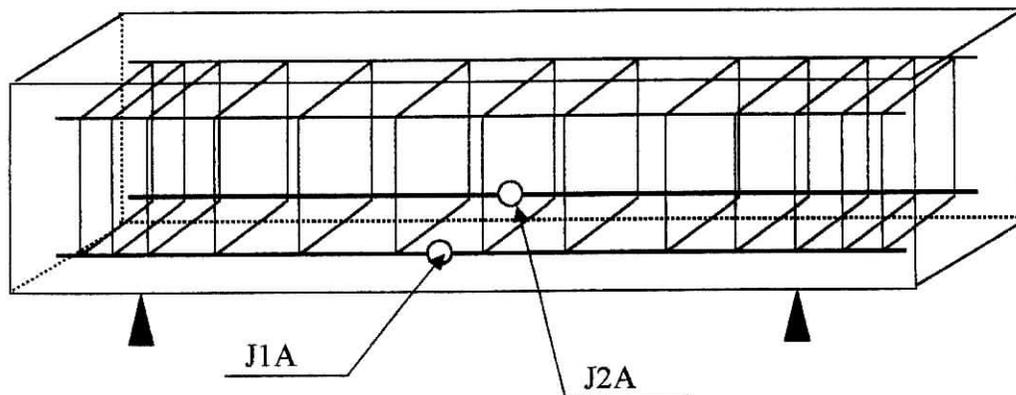


Fig 4.5. Emplacement des jauges d'acier

c). Fissuration

Une des faces de la poutre est peinte en blanc et quadrillée suivant le schéma ci-dessous

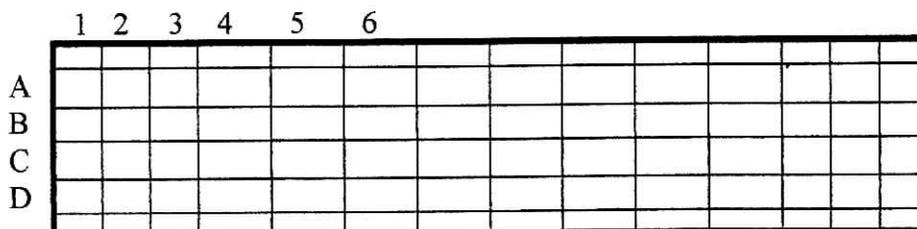


Fig 4.6. Schéma du quadrillage de la poutre

Ce quadrillage numéroté permet de suivre facilement l'évolution de la fissure au cours du chargement.

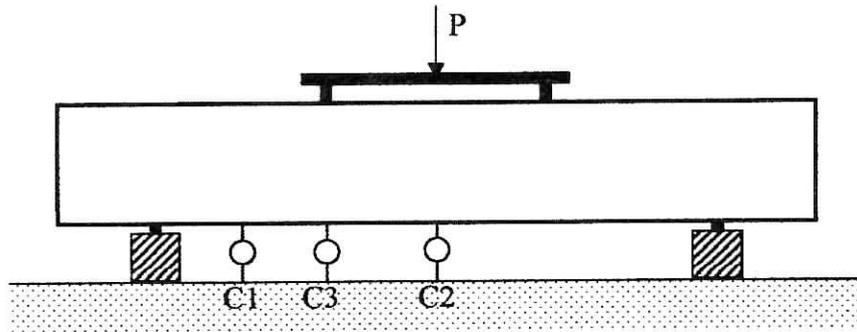
d). Emplacement des comparateurs

Fig 4.7 Emplacement des comparateurs

C1: comparateur à un quart de la portée de la poutre.

C2: comparateur à mi-travée de la poutre.

C3: comparateur sous la charge $P/2$.

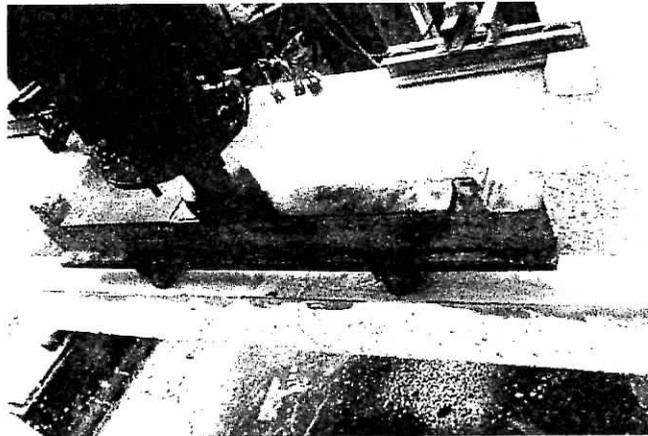


Photo 4.1. Contact vérin répartiteur

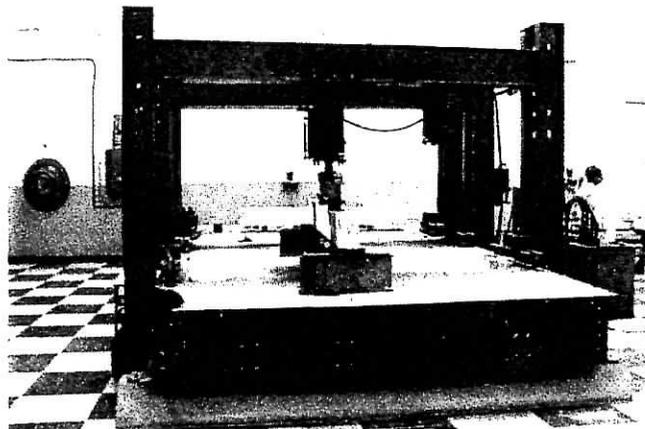


Photo 4.2. Machine d'essai

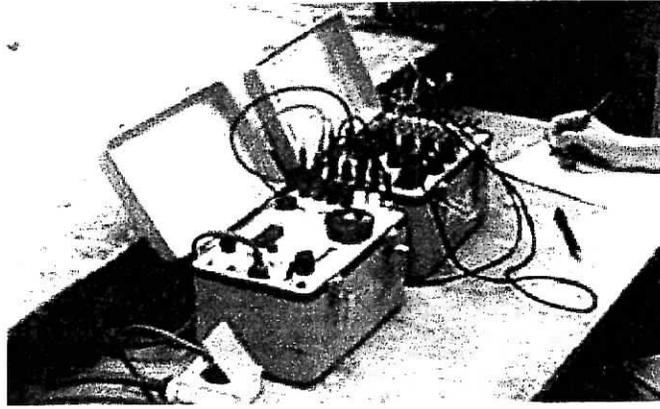


Photo 4.3. Pont d'éxtensométrie

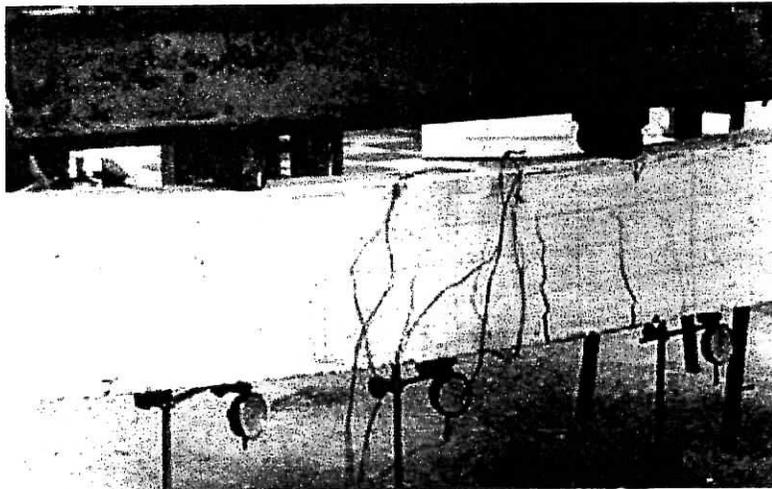


Photo.4.4. L'emplacement des comparateurs

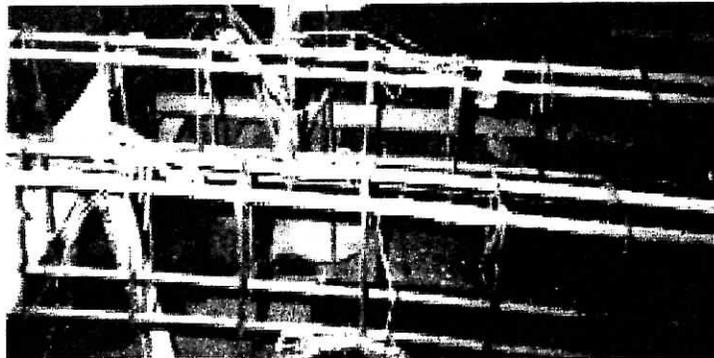


Photo.4.5. Mise en place des jauges d'acier

4.4. Résultats expérimentaux

4.4.1. Commentaires

On remarque lors du déroulement des essais que les poutres en béton armé témoins et les poutres renforcées/réparées passent par trois phases:

- Phase élastique (avant l'apparition des fissures).
- Phase plastique (apparition et développement des fissures).
- Phase de rupture.

4.4.1.1. Poutres témoins

a). Mode de rupture par insuffisance d'acier

Durant la première phase (élastique) aucune fissure n'apparaît, l'acier et le béton subissent les mêmes déformations.

Pendant la deuxième phase (plastique, 40 KN), on remarque l'apparition de fines fissures verticales dans la zone des moments fléchissant maximaux. Ces mêmes fissures vont s'accroître et s'élargir avec la formation de nouvelles fissures.

Dans la troisième phase, les fissures deviennent plus profondes et entraînent la rupture par plastification des aciers (120 KN).

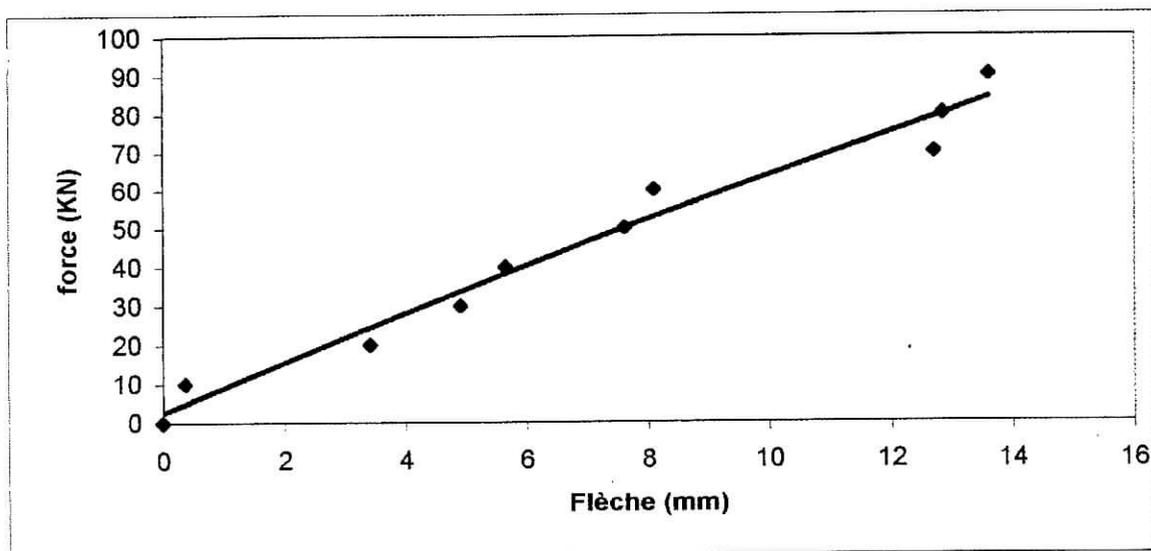


Fig 4.8. Courbe force-flèche de la poutre F1A

b). Mode de rupture par insuffisance du béton

Les phénomènes observés seront le plus souvent assez voisins de ceux décrits au paragraphe 4.4.1, et la rupture se produira par écrasement du béton (160 KN).

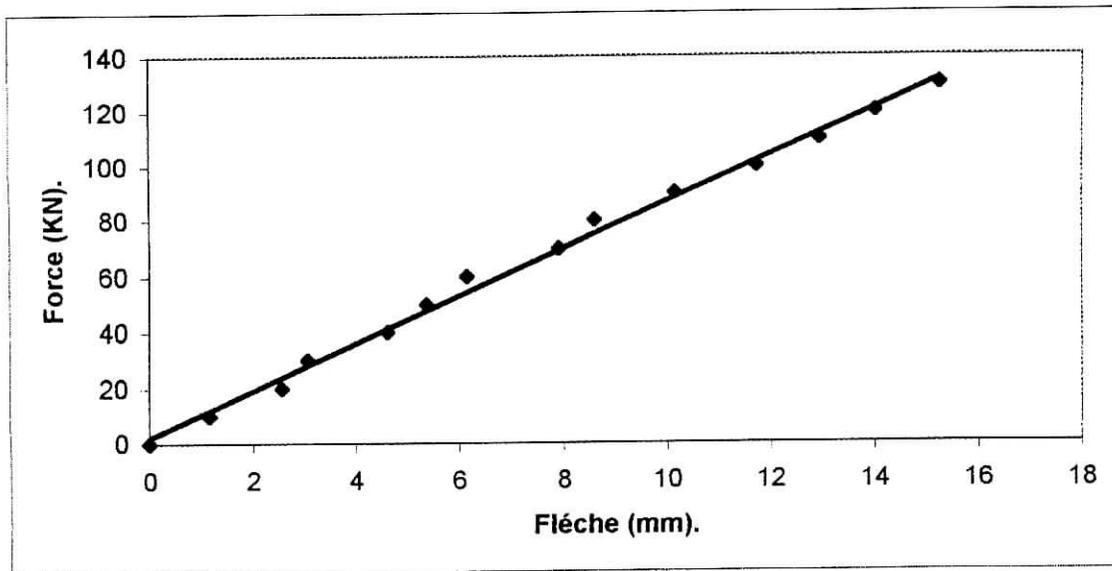


Fig 4.9. Courbe force-flèche de la poutre F1B

4.4.1.2. Poutres renforcées

a). Mode de rupture par insuffisance d'acier

Pour ce mode de rupture, on a utilisé une plaque de SIKACARBODUR LAMELLE positionnée sur la face des fibres tendues extrêmes sur une longueur de 1.70m. compte tenu de ses caractéristiques très importantes vis-à-vis des efforts de traction.

Durant la première phase aucune fissure n'apparaît, le renfort subit sous l'action de ces charges un allongement égal à celui de son support lui-même dicté par l'allongement de son armature active.

Durant la deuxième phase on a relevé deux étapes

- L'apparition de fines fissures (90 KN).
- Avec une charge plus importante, on a remarqué le non développement des fines fissures (reprise des efforts par la lamelle) et l'apparition d'une fissure horizontale au niveau de la zone d'adhérence acier béton (140 KN).

Dans la troisième phase, on a observé que la rupture s'amorce dans la couche de béton non armé situé entre l'armature inférieure et le renfort (rupture par délaminage du béton à 160 KN).

b). Mode de rupture par insuffisance du béton

Etant donné que la rupture s'amorce par éclatement du béton comprimé sans que les aciers inférieurs ne soient plastifiés. On a jugé utile de mettre une couche du tissu de fibre de carbone (SIKAWRAP) sur la face supérieure de la poutre sur une longueur de 1.70m.

Durant la première phase aucune fissure n'apparaît, le béton et le renfort subissent les mêmes déformations.

Avec l'accroissement de la charge, on constate l'apparition des fissures dans la zone centrale de la poutre. Puis on a remarqué un décollement de la résine dans une zone située entre les deux points d'application de la charge du côté gauche de la poutre (140 KN).

A la fin du chargement, la rupture s'amorce simultanément par éclatement du béton comprimé et éclatement de la résine dans la zone située entre les points de chargement (190 KN).

4.4.1.3. Poutres réparées

Pour cette série de poutres l'objectif est de voir le comportement de ces spécimens renforcées après endommagement. La poutre F3A est réparée par injection des fissures et collage de Lamelle SIKACARBODUR. La poutre F3B est réparée par collage de Lamelle SIKACARBODUR et pose du tissu SIKAWRAP

a). Mode de rupture par insuffisance d'acier

Après avoir injecter les fissures ouvertes dans la poutre, puis renforcée par collage de Lamelle SIKACARBODUR sur une longueur de 170 cm, la poutre a été chargée jusqu'à la rupture.

Durant la première phase aucune fissure n'apparaît.

Durant la deuxième phase on a constaté que la première fissure apparaît à 80 KN en dehors de la zone médiane, la partie médiane de la poutre est restée intacte (50 KN pour cette même poutre chargée avant réparation) soit un gain de 60%.

- Avec une charge plus importante, on a remarqué l'apparition d'une fissure horizontale au niveau de la zone d'adhérence acier béton (120 KN).

Dans la troisième phase, on a observé que la rupture s'amorce dans la couche de béton non armé situé entre l'armature inférieure et le renfort (rupture par délaminage du béton à 130 KN), 90 KN pour cette même poutre avant réparation, soit un gain de 144%.

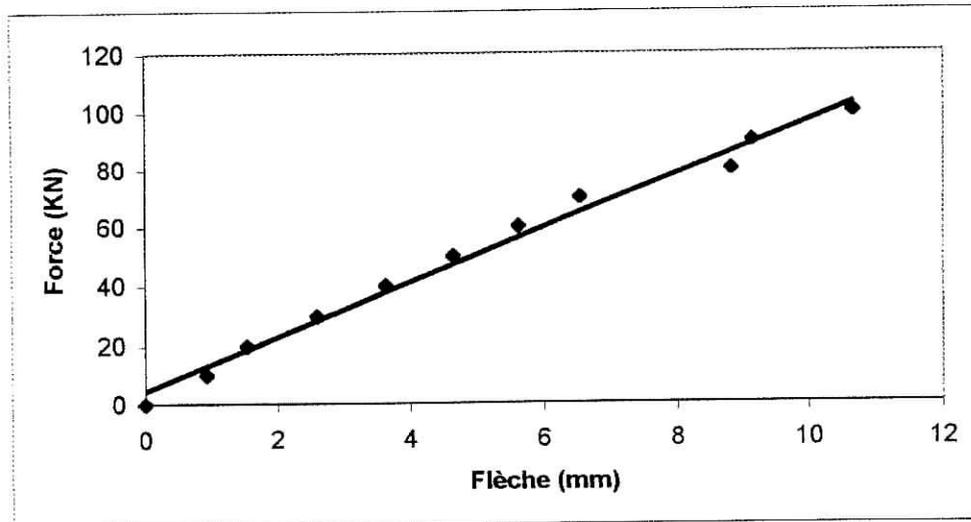


Fig. 4.10 Courbe force-flèche de la poutre F3A

b). Mode de rupture par insuffisance de béton

Pour cette poutre on a procédé à la reconstitution de la partie du béton éclaté par le mortier époxydique de ragréage SIKADUR 41 F RAGREAGE, puis on a met une Lamelle SIKACARBODUR sur la face inférieure et enfin la pose d'un tissu SIKAWRAP dans les sections où l'effort tranchant est maximal.

Durant la première phase aucune fissure n'apparaît, le béton et le renfort subissent les mêmes déformations.

Avec l'accroissement de la charge, on a remarqué que la poutre reste presque intacte avec des flèches assez importantes.

A la fin du chargement, la rupture s'amorce simultanément par éclatement du béton comprimé et délamination du béton de l'enrobage (250 KN).

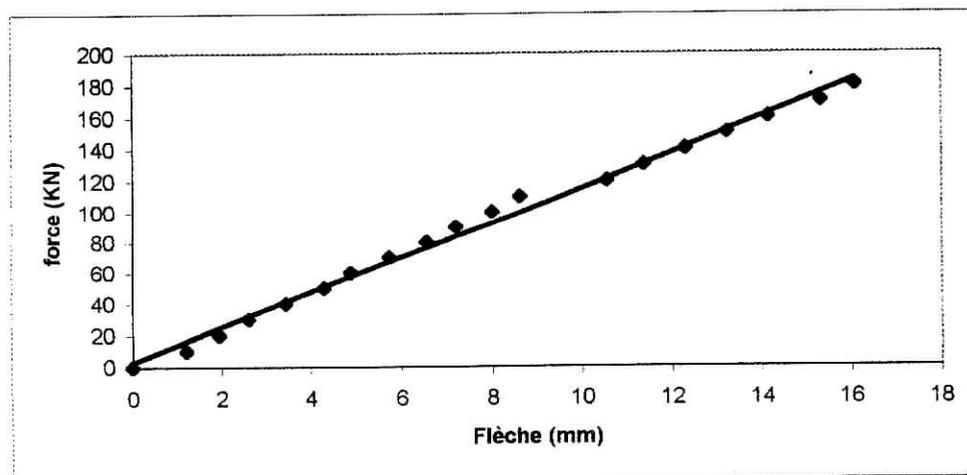


Fig. 4.11 Courbe force-flèche de la poutre F3B

4.4.2. Analyse des résultats

4.4.2.1. Poutres renforcées

On constate les trois phases lors du chargement jusqu'à la rupture similaire à celles observées pour les poutres témoins.

a). Rupture par insuffisance d'acier

Les déformations à la première fissure (70KN) pour les deux aciers inférieurs gauche et droite sont respectivement de (2831 $\mu\text{m}/\text{m}$) et de (2930 $\mu\text{m}/\text{m}$), à la rupture elles sont de (4810 $\mu\text{m}/\text{m}$) et de (4976 $\mu\text{m}/\text{m}$).la lamelle réduit les déformations des aciers porteurs.

L'examen de la poutre après essai montre que la rupture s'amorce dans la couche de béton non armé situé entre l'armature inférieure et le renfort. Cette rupture est due essentiellement à la dissipation de l'énergie dans la zone de faiblesse (zone d'adhérence acier béton) car la Lamelle empêche les fissures verticales de se développer.

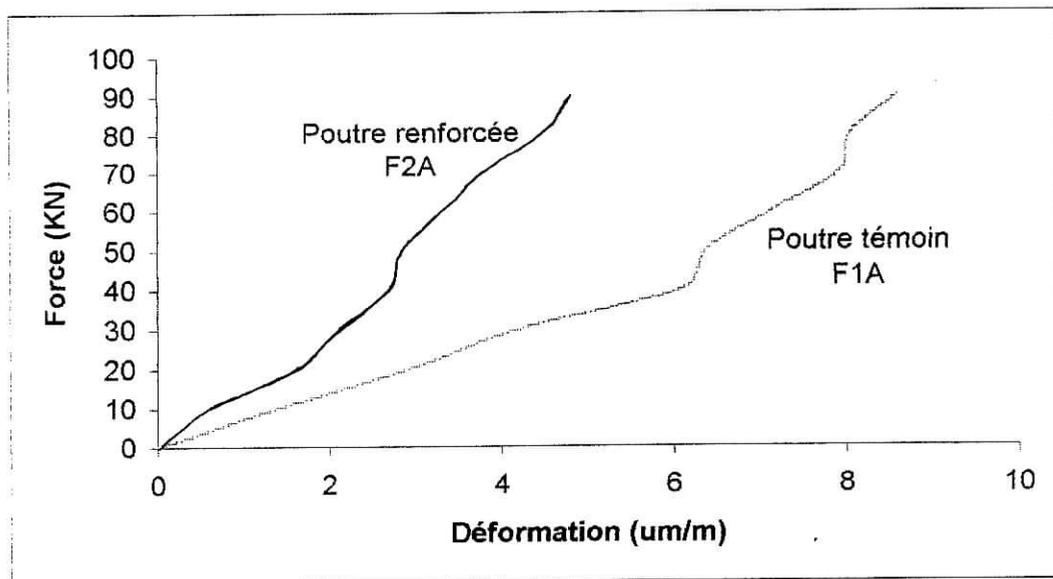


Fig. 4.12. Courbe comparative Force Déformation acier

b). rupture par insuffisance de béton

Les déformations à la première fissure (90KN) pour les deux aciers inférieurs gauche et droite sont respectivement de (894 $\mu\text{m}/\text{m}$) et de (973 $\mu\text{m}/\text{m}$), on a constaté que:

- L'apparition des premières fissures a été retardée (augmentation de la charge de service).

- Un gain de 15% de la charge limite ultime par rapport à la poutre de référence.
- Les déformations des aciers sont nettement réduites.
- décollement de la résine du essentiellement à la faible résistance du support (béton) vis-à-vis de l'arrachement (l'essai de l'arrachement n'a pas été effectué sur le support) et à sa faible cohésion superficielle.

4.4.2.2. Poutres réparées

a). Mode de rupture par insuffisance d'acier

Pour cette poutre l'effet de la résine d'injection est très significatif, les valeurs obtenues sont: à l'apparition des première fissures un gain de 60%, et à la rupture une amélioration de 144%. Sur la base de ces chiffres on peut constater:

- l'injection des fissures des poutres endommagées et leur colmatage peuvent contribuer d'une façon significative à rendre la capacité portante supérieure à la capacité initiale de la poutre.
- La Lamelle SIKACARBODUR peut être appliquée même pour les éléments complètement ruinés.
- Les fissures injectées se sont bien comportées, la rupture a été amorcée par le développement d'une autre fissure horizontale (délamination du béton).

b). Mode de rupture par insuffisance de béton

Le renforcement par deux types de composites SIKACARBODUR + SIKAWRAP a redonné à cette poutre une charge de rupture (250 KN) nettement plus élevée que la charge supportée initialement par cette même poutre (170 KN) avec un gain de 47%, cette amélioration est dû principalement à la contribution du tissu SIKAWRAP qui a empêché la fissuration horizontale de se développée (au niveau de la zone d'adhérence acier béton) et à la contribution de la Lamelle qui a retardée l'apparition des fissures verticales. Cependant la flèche ultime à la charge de rupture était très élevée (29 mm) dû essentiellement à la flèche résiduelle.

Tableau 4.4 Tableau représentatif des résultats

N° Poutre	F1A	F1B	F2A	F2B	F3A	F3B
Type de renfort	---	---	SIKA CARBODUR	SIKA WRAP	SIKA CARBODUR + injection	SIKA WRAP + SIKA CARBODUR
$P_{fiss. (Exp)}$ (KN)	40	100	90	140	80	130
$P_{ult. (Exp)}$ (KN)	120	160	160	190	130	250
$P_{ult. (Th)}$ (KN)	62	91	133	108	---	---
$P_{ult. (Th)} /$ $P_{ult. (Exp)}$	0,51	0,56	0,83	0,56	---	---
Flèche fiss. (mm)	5.9	10	10,5	9	8.6	11
Flèche ult. (mm)	16	13	14	12	14.1	16.5
Mode de rupture	Par plasti- fication des armatures	Par éclate- ment du béton comprimé	Par délamination du béton	Par décollement de tissu	Par délamination du béton	Par éclatement du béton et délamination du béton tendu

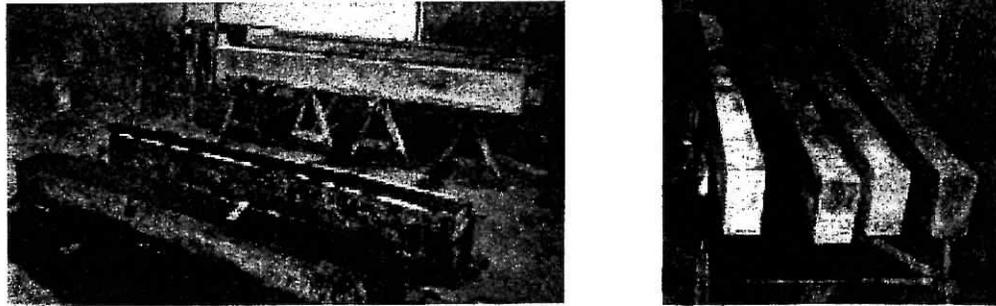


Photo.4.6. Poutres d'essai



Photo. 4.7. Poutres F1A et F3B



Photo.4.8. Poutre témoin F1A après chargement



Photo. 4.9. Poutre F3B après chargement à réparer

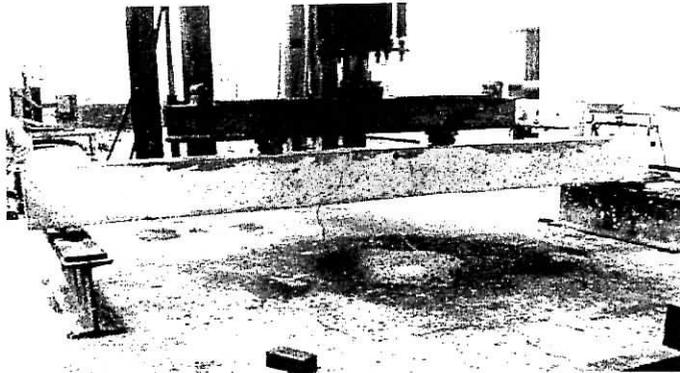


Photo.4.10. Poutre F2B avant écrasement

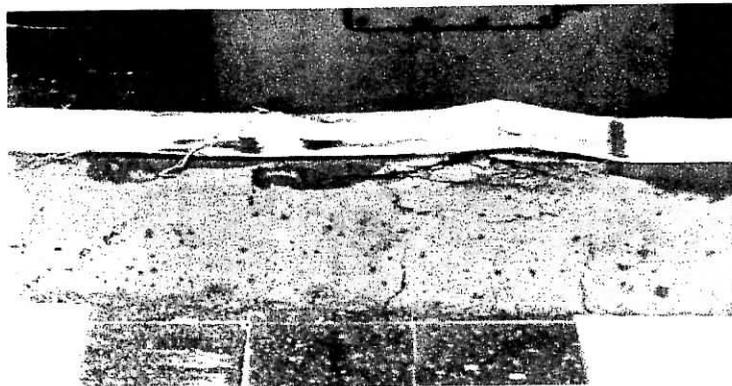


Photo. 4.11. Poutre F2B après écrasement

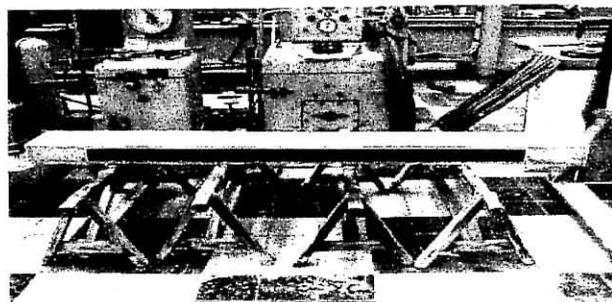


Photo.4.12. Poutre F2A avant écrasement



Photo.4.13. Poutre F2A après écrasement

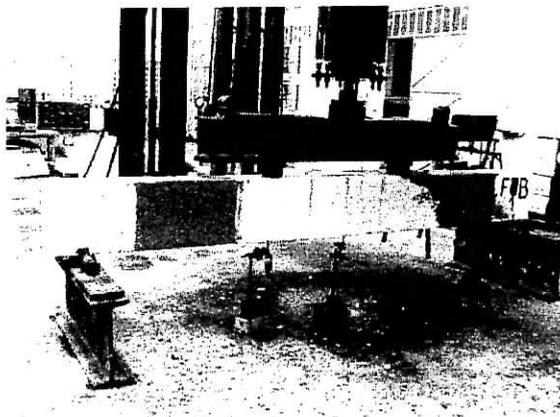


Photo.4.14. Poutre F3B réparée

4.5. Conclusion

L'objet de l'étude expérimentale est de comprendre le comportement des différents procédés de renforcement des poutres et comparer leurs performances avec les poutres témoins.

L'analyse des résultats d'essais sur poutres confortées montre que celles-ci donnent des déformations réduites des aciers tendus avec une nette amélioration de la capacité portante.

*) Pour *SIKACARBODUR* et afin d'éviter des ruptures prématurées par cisaillement du béton (arrachement du béton), trois solutions sont possibles:

- Emploi d'un renfort d'une longueur suffisante pour que ces extrémités soient situées dans une zone où la contrainte du béton est faible.
- Découpe en sifflet de l'extrémité du plat, elle permet d'étaler le pic de contraintes sur une longueur suffisante pour que la contrainte de rupture de béton ne soit pas atteinte
- Clouage de la bonde par des goujons scellés dans la poutre.

*) Pour *SIKAWRAP* et afin d'éviter le décollement de la résine il faut impérativement passer par le teste d'arrachement de béton (>1.5 MPa) afin d'apprécier sa cohésion superficielle et de valider la méthode de préparation utilisée et pour améliorer l'effet du tissu il est nécessaire de poser le renfort tout au autour de la poutre.

CHAPITRE V

CONCLUSION GENERALE

Chapitre V: Conclusion générale

5.1. Limitation de l'étude

Cette étude a été abordée sous trois aspects essentiels qui sont:

- L'étude bibliographique.
- L'étude théorique.
- L'étude expérimentale.

L'étude bibliographique nous a permis de situer l'état actuel des recherches existes dans ce domaine.

L'étude théorique a permis de déterminer le ferrailage des poutres afin d'attendre le mode de rupture excompté.

Un système d'essai adapté aux appareillages du laboratoire du département a été mis au point lors de l'étude expérimentale et six poutres ont aussi été testées.

Cette étude a été limitée par le nombre restreint des pièces d'essai, les possibilités de mesure et le mode de rupture.

5.2. Conclusion

Comme résultats finals de ce travail, nous avons remarqué, dans l'étude expérimentale, les effets bénéfiques des matériaux composites sur le comportement des poutres renforcées soumises à la flexion. Comme par exemple:

- Le retard de la charge limite ultime.
- L'accroissement de la charge limite de service.
- La réduction des déformations du béton et de l'acier.
- L'utilisation du tissu SIKAWRAP dans le cas de rupture par flexion.

Pour la réparation des poutres chargées et fissurées on a observé que:

- La capacité portante est nettement améliorée.
- Le bon comportement des fissures injectées.
- L'apparition des fissures est considérable.
- La réparation peut être efficace même pour des poutres complètement ruinées comme dans le cas du séisme.

D'autre part, la comparaison entre les résultats théoriques et expérimentaux montre que le gain théorique en charge ultime est nettement supérieur au gain mesuré. Cette différence peut être due à la non prise en compte dans les calculs des effets de la

fissuration et des déformations rémanentes ainsi que les fuites dues aux conditions d'essais.

L'inconvénient de ces matériaux est leur coût élevé ainsi que la méconnaissance de leur durabilité sur le support renforcé.

5.3. Recommandations pour des recherches ultérieures

A partir des constatations précédentes, nous pouvons suggérer certaines directives à suivre pour les futures études et il nous semble nécessaire de mettre l'accent sur les points suivants:

- Multiplication du nombre de poutres d'essai afin de prendre en considération toutes les variantes
- Sophistication des appareils de mesure.
- Utilisation d'autres produits composites.
- L'étude d'autres types de sollicitation (effort tranchant, flexion composée)
- Renforcement d'autres éléments structuraux comme les dalles et les poteaux.
- Chargement alterné et dynamique.
- Suivi de comportement de structures réelles renforcées (ponts, bâtiments barrages, ...etc.)
- Modélisation de l'interface composite-béton.

BIBLIOGRAPHIE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **M. ABDESSEMED**, "Comportement des poutres isostatiques en béton armé renforcées par tissu et lamelle de fibre de carbone", Mémoire de magister Université de BLIDA, 2003
- [2] **N. BAOUCHE**, "Calcul et comportement des poteaux courts sous un chargement modélisant dans une première approche l'action sismique", Mai 1988.
- [3] **N. BAOUCHE**, "Fascicule des travaux pratiques de béton", Ecole Nationale Polytechnique, 2002.
- [4] **J. BLEVOT et J. PERCHAT**, "Comportement expérimental des éléments en béton armé soumis à différents modes de sollicitations", Vol C2, Technique de l'ingénieur, 2000.
- [5] **H. CHALAYE**, "Les matériaux composites", Edition HERMES, 1994.
- [6] **M. CHATAIN**, "Matériaux composites présentation générale", Vol AM5, Techniques de l'ingénieur, 2000.
- [7] **A. FUENTES**, "Le béton armé après fissuration", Edition Eyrolles, 1987.
- [8] **P. HAMELIN**, "Renforcement des ouvrages d'art par matériaux composites", Vol AM5, Technique de l'ingénieur, 2000.
- [9] **J. LUYCKY**, "Composites à fibre de carbone dans le génie civil", Vol C5, Technique de l'ingénieur, 2000.
- [10] **M. REYNE**, "Technologie des composite", Edition HERMES, 1995.
- [11] **CAHIER DES CLAUSES TECHNIQUES – SIKA**, "SIKACARBODUR-SIKAWRAP –CCT37", Août 2000.
- [12] **C.G.S**, "catalogue des méthodes de réparation et de renforcement des ouvrages", Alger, 2^{ème} semestre 1992.
- [13] **FREYSSINET INTERNATIONAL**, Fiche technique, référence FTF 0021, "renforcement structurel avec du TFC", Mai 2001.
- [14] **Journal El Watan**, page 11, 18 juin 2003.

ANNEXES

Caractéristiques des matériaux.

1. Choix et sélection des granulats.

1.1. Gravier et gravillon.

A. Généralités.

Le choix des gros granulats se fait selon plusieurs critères, dont la forme et la dimension maximale, la résistance mécanique, la raideur et en fin la minéralogie.

Les granulats concassés ont une rugosité supérieure à celle des granulats roulés, ce qui favorise l'adhérence entre la pâte de ciment et le granulat et ainsi donne une meilleure résistance ; le grain en compacité de forme arrondie étant contrecarré par la mauvaise adhérence des granulats roulés (sphériques). Cependant les formes très anguleuses chez les granulats concassés poinçonnent la pâte de ciment en présence de chargement externe et les granulats roulés sont préférables de ce point de vue. Une angularité accentuée demande aussi beaucoup d'eau pour être maniable.

En résumé ; le granulat idéal doit être concassé, propre, de forme cubique, à angularité réduite et contenant le moins possible de particules plates ou allongées du fait de la faible résistance au plan de fissuration de ces dernières.

En d'autres termes, réduire la dimension maximale du granulat, c'est réduire ses plans de faiblesse pour qu'il ne se casse pas sous des résistances de plus en plus élevées.

B. Résistance mécanique du granulat.

Pour obtenir un béton conforme aux normes, il faut au moins utiliser des granulats qui ne cassent pas avant la pâte de ciment durcie ; donc une résistance élevée du granulat contribue à obtenir un béton résistant (L'utilisation de granulats de faible résistance mécanique conduit à des plans de rupture inter-granulaire dans le béton).

Certaines méthodes de composition recommandent que les impuretés ne doivent pas dépasser le 1,5%, c'est le cas du (3/8) et (8/15) et ils doivent être lavés plusieurs fois.

C. Granulométrie.

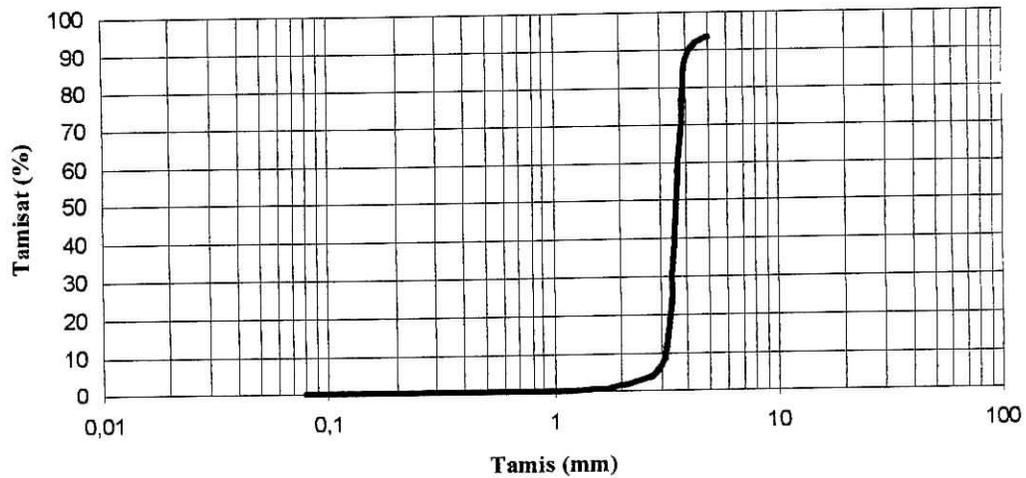
La courbe granulométrique traduit la distribution pondérale des granulat élémentaires composant un granulat donné d/D , dans la mesure où l'on peut admettre que la masse spécifique des grains constituant le granulat analysé est la même, quelque soit la grosseur des grains, la distribution volumétrique est la même que la distribution pondérale.

On trace la courbe granulométrique, sur un graphique comportant en ordonnée le pourcentage des tamisât, et les dimensions des mailles D en abscisse selon une graduation logarithmique

Dans notre cas une analyse granulométrique correspondante à un gravillon (3/8) et un gravier (8/15) est effectué.

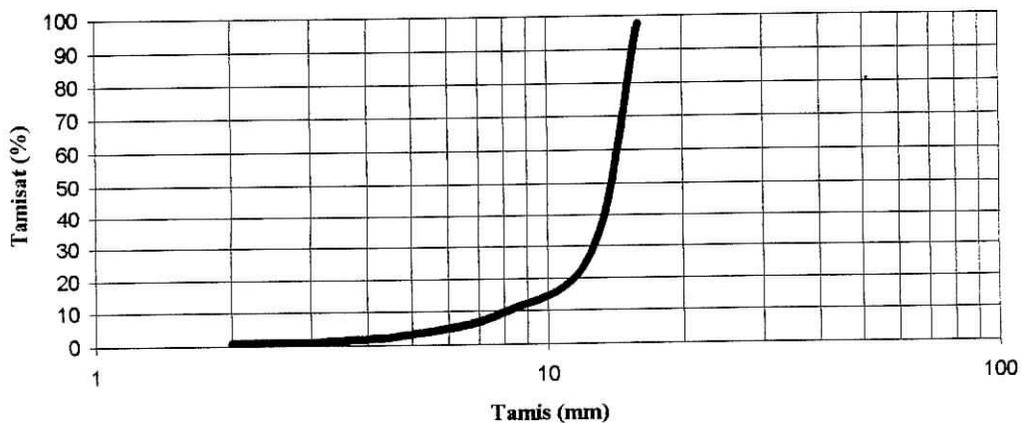
Passoires (mm)	Refus (g)	Passant (g)	% (passant)
5	98	1402	93.47
4	93	1309	87.27
3.15	1172	137	9.13
2	113	24	1.60
1	20	4	0.26
0.4	3	1	0.06
0.08	1	0	0

Analyse granulométrique du Gravillon



Passoires (mm)	Refus (g)	Passant (g)	% (passant)
16	35.7	1464.3	97.62
12.5	1046	418.3	27.87
8	272	146.3	9.75
5	96.7	49.6	3.31
3.15	31.6	18	1.2
2	3.3	14.7	0.98

Analyse granulométrique du Gravier



1.2. Sable.

A. Généralités.

Le sable doit avoir un module de finesse supérieur à 2,8. Un module de finesse inférieur à 2,5 rend le béton collant et difficile à compacter et moins résistant.

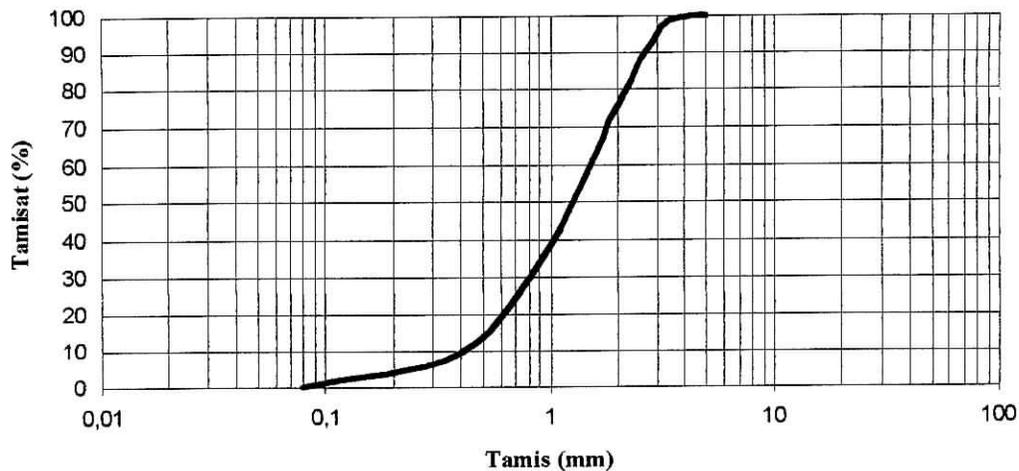
Les grains de sable doivent avoir une forme arrondie ou à la limite cubique de façon à ne pas contenir de particules plates ou allongées. La surface spécifique sera ainsi réduite ce qui réduira la quantité d'eau requise. La forme très angulaire demande beaucoup d'eau et doit être évitée, de plus, la forme arrondie ou sphérique, tel le sable roulé augmente la compacité du matériau et par conséquent augmente la résistance et améliore la durabilité matériau.

B. Granulométrie.

L'analyse granulométrique du sable (0/5) est figurée sur le tableau suivant

Passoires (mm)	Refus (g)	Passant (g)	% (passant)
5	2.5	1497.5	99.83
4	2	1495.5	99.70
3.15	40.5	1455.0	97.00
2	317	1138.0	75.86
1	551	587.0	39.13
0.4	439	142.0	9.47
0.08	146	2	0.13

Analyse granulométrique du sable

*. Module de finesse.*

Le module de finesse d'un granulat est égal au 1/100^{ème} de la somme des refus exprimée en pourcentage sur les différents tamis de la série suivante :

0.08, 0.4, 1, 2, 3.15, 4, 5.

() Application.*

Refus sur le tamis d=0.08.....	99.87
Refus sur le tamis d=0.4	90.53.
Refus sur le tamis d=1	60.87.
Refus sur le tamis d=2	24.14.
Refus sur le tamis d=3.15	03.00.
Refus sur le tamis d=4	00.30.
Refus sur le tamis d=5	00.17.

Total = 278.88 \approx 280

Mf = (1/100) \times 280 = 2.8

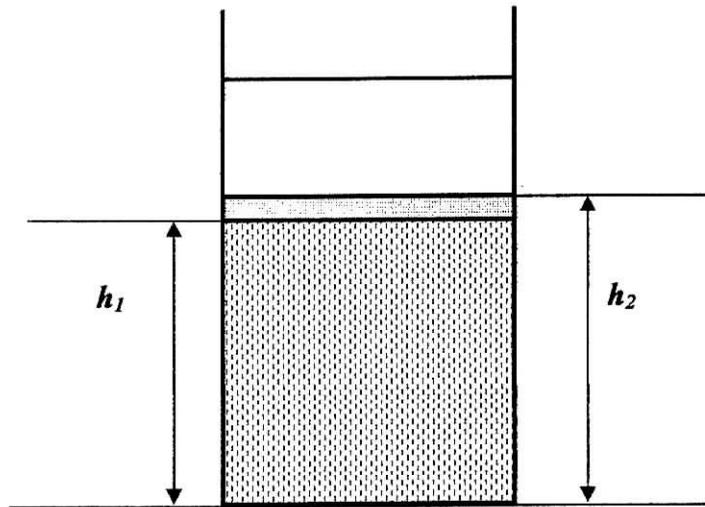
Conclusion :

$2.8 \leq M_f < 3.1$, correspond à des sables à utiliser pour la recherche des résistances élevées.

D. Equivalent de sable.

L'essai d'*équivalent de sable* consiste à déterminer la proportion d'impuretés argileuses, limoneuses et ultra-fines contenue dans le sable.

Le principe de la mesure est basé sur la vitesse de sédimentation des grains contenus dans le sable. On agite une certaine quantité de sable dans une solution lavante, qu'on laisse reposer. La hauteur du dépôt de sable visible étant h_2 et h_1 la hauteur totale comprend le granulat (fin en suspension).



$h_1 = 8.2 \text{ cm}$ et $h_2 = 9.0 \text{ cm}$, l'équivalent de sable est :

$$ES = (8.2 / 9.0) * 100 = 91.11 \%$$

Conclusion :

$ES = 91.11 \% > 85\%$. Ce qui permet de dire que le sable est très propre et dans ce cas l'absence quasi totale de terres argileuses risque d'entraîner des défauts de plasticité du béton qu'il faudra rattraper par une augmentation du dosage en eau.

1.3. Eau de gâchage.

A. Généralité.

L'eau de gâchage est la quantité d'eau totale ajoutée au mélange sec de béton, elle est nécessaire pour l'hydratation du liant, le mouillage des granulats et la facilité de mise en place du béton.

On conçoit donc en premier lieu, que les impuretés interdites pour les granulats ne doivent pas être apportées par l'eau de gâchage.

B. Caractéristiques physiques.

L'eau de gâchage des bétons doit être propre; ne pas contenir de matière en suspension au-delà de certaines valeurs permises.

Les tolérances réglementaires sont les suivantes:

- 2g /litre pour les bétons de haute résistance.
- 5g /litre pour les bétons de faible résistance.

C. Caractéristiques chimiques.

L'eau de gâchage des bétons ne doit pas contenir des sels dissous au-delà de:

- 15g /litre pour les bétons à haute résistance.
- 30g /litre pour les bétons à faible résistance.

1.4. Le ciment.

A. Généralités

Le choix du ciment portland pour un bon béton est important. La finesse du ciment augmente le degré d'hydratation et donc donne au béton une résistance élevée. La surface spécifique du ciment doit être de l'ordre de 3500 à 4000 cm²/g. cette finesse est d'autant plus importante que la surface spécifique est élevée et de ce sens, le risque d'obtenir une prise instantanée dès le gâchage est élevé. Une finesse élevée peut aussi entraîner une forte chaleur d'hydratation qui induit des contraintes thermiques et donc une fissuration de peau surtout dans les pièces massives. Ceci conduit à limiter la finesse du broyage en plus du coût requis pour une finesse élevée (taille des grains supérieurs à un micron).

Parmi les quatre constituants chimiques essentiels du ciment portland (C₃S, C₂S, C₃A, C₄AF), l'aluminate tricalcique (C₃A) est le premier à s'hydrater suivi du (C₃S) " principal responsable des résistances élevées". Si l'hydratation rapide du

(C₃A) peut donner des résistances au jeune âge souvent intéressantes, il peut en revanche provoquer le raidissement du béton et conduit donc à des problèmes de manipulation qu'il va falloir résoudre en augmentant la quantité d'eau de gâchage.

Dans le terme général "ciment portland" sont englobées les deux catégories de ciment suivantes:

- **Le ciment portland artificiel (CPA)**. Contient au moins 97% de Clinker, le reste étant de filler.
- **Le ciment portland composé (CPJ)**. Contient au moins 65% de Clinker, le reste d'un ou de plusieurs constituants. Dans notre cas on a utilisé le **CPJ** (pour des raisons de disponibilité).

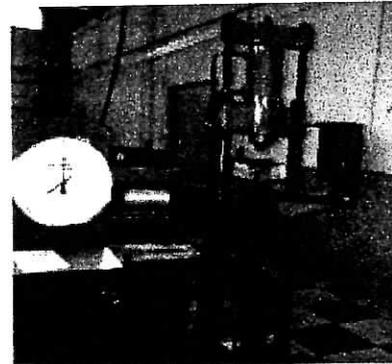
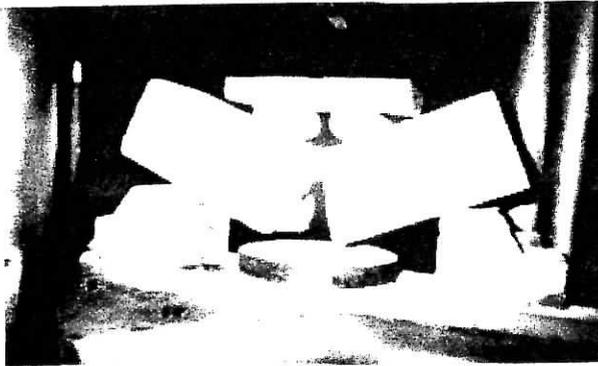
2. Résultats d'écrasement des éprouvettes

2.1. Résistance à la traction (par flexion)

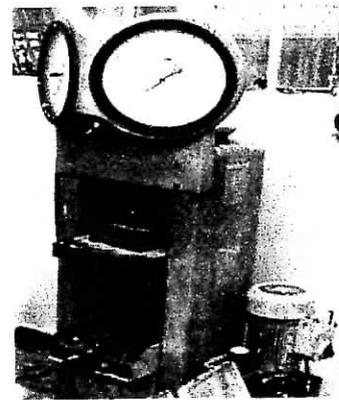
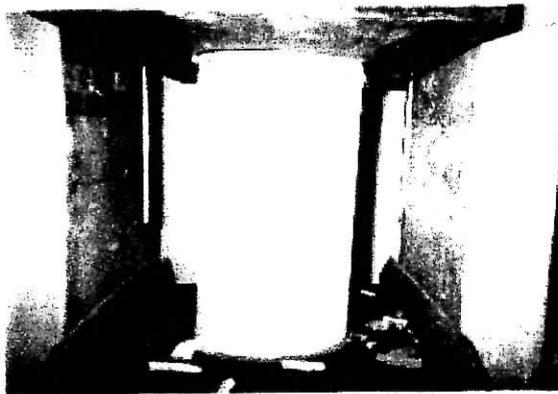
Coulage	Résistance à la traction à 28 jours (MPa)
1 ^{er} coulage	4.53
2 ^{ème} coulage	3.96
3 ^{ème} coulage	4.38
Moyenne	4.29

2.2. Résistance à la compression

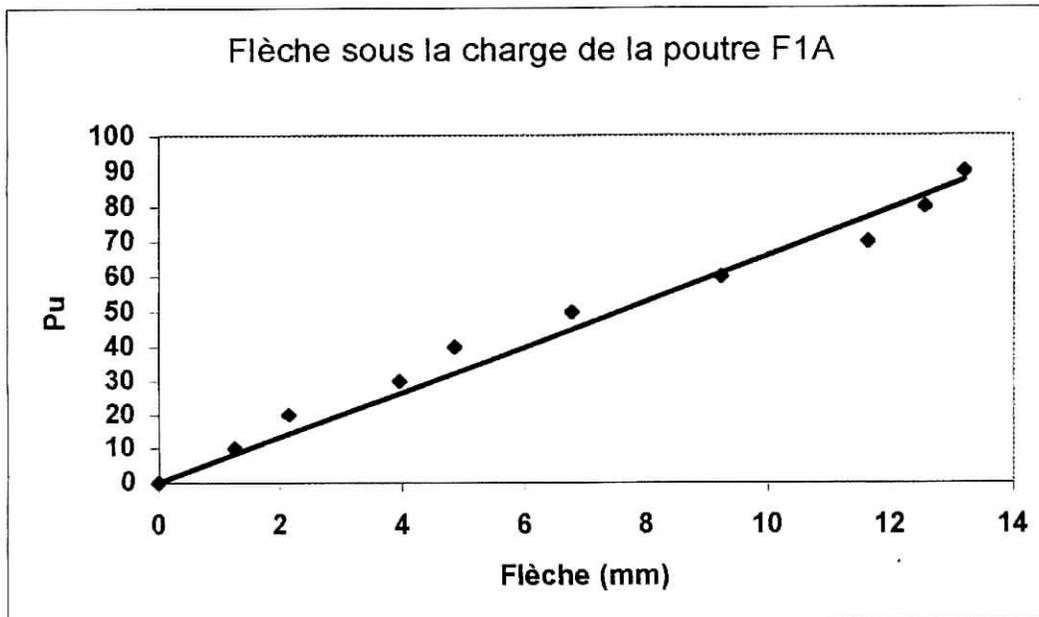
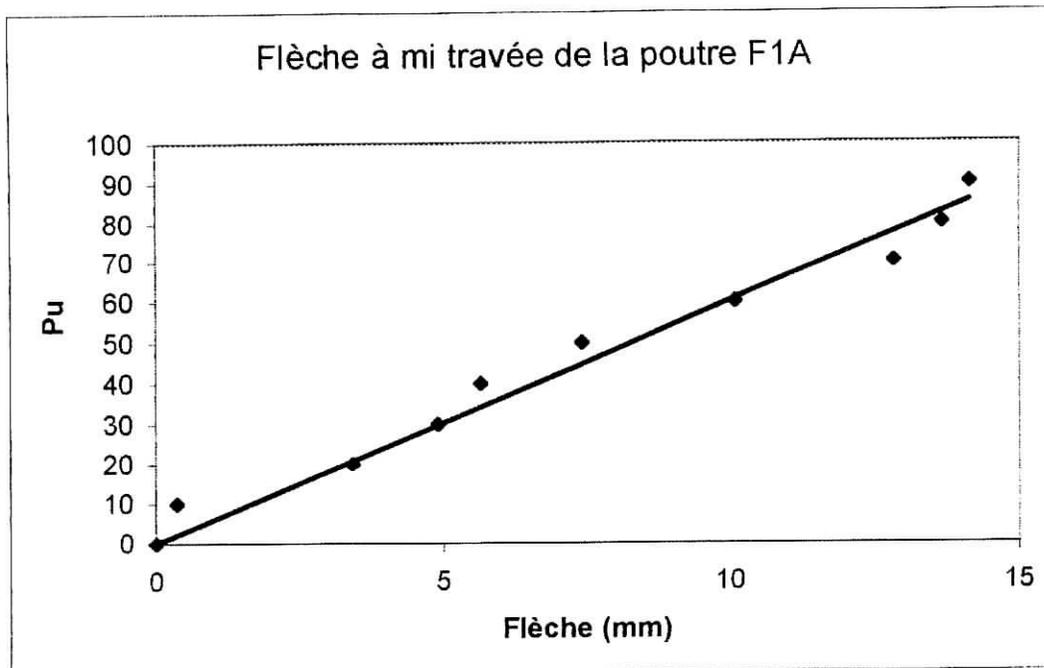
Coulage	Résistance à la compression à 28 jours (MPa)
1 ^{er} coulage	35.29
2 ^{ème} coulage	30.04
3 ^{ème} coulage	23.87
Moyenne	29.72

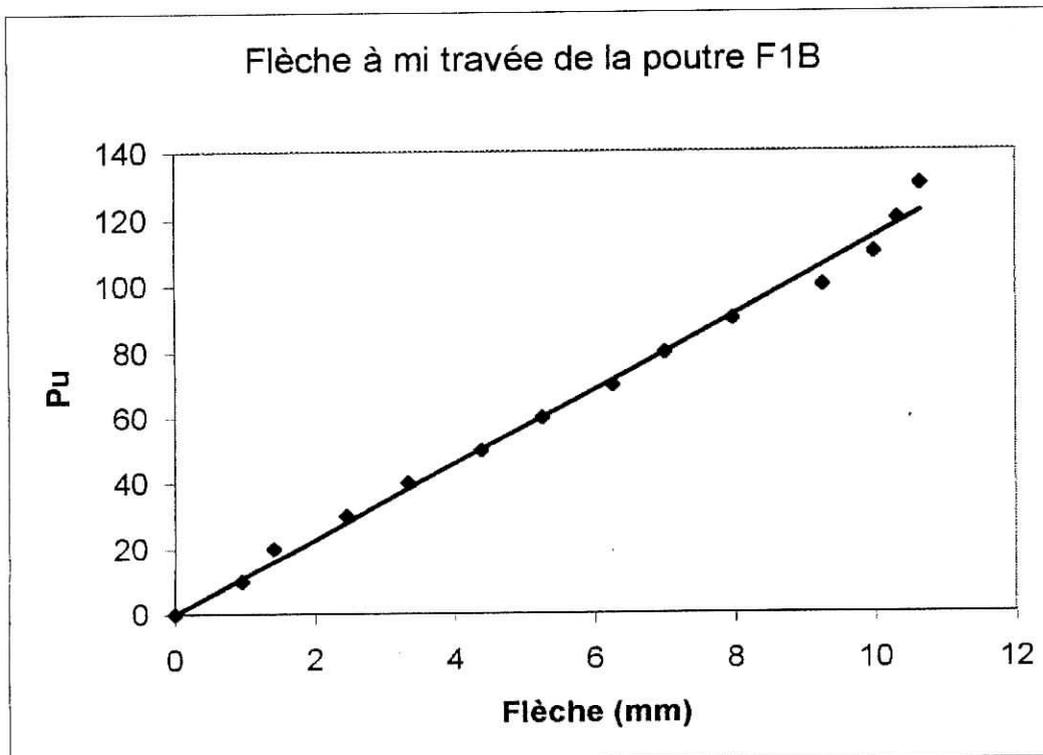
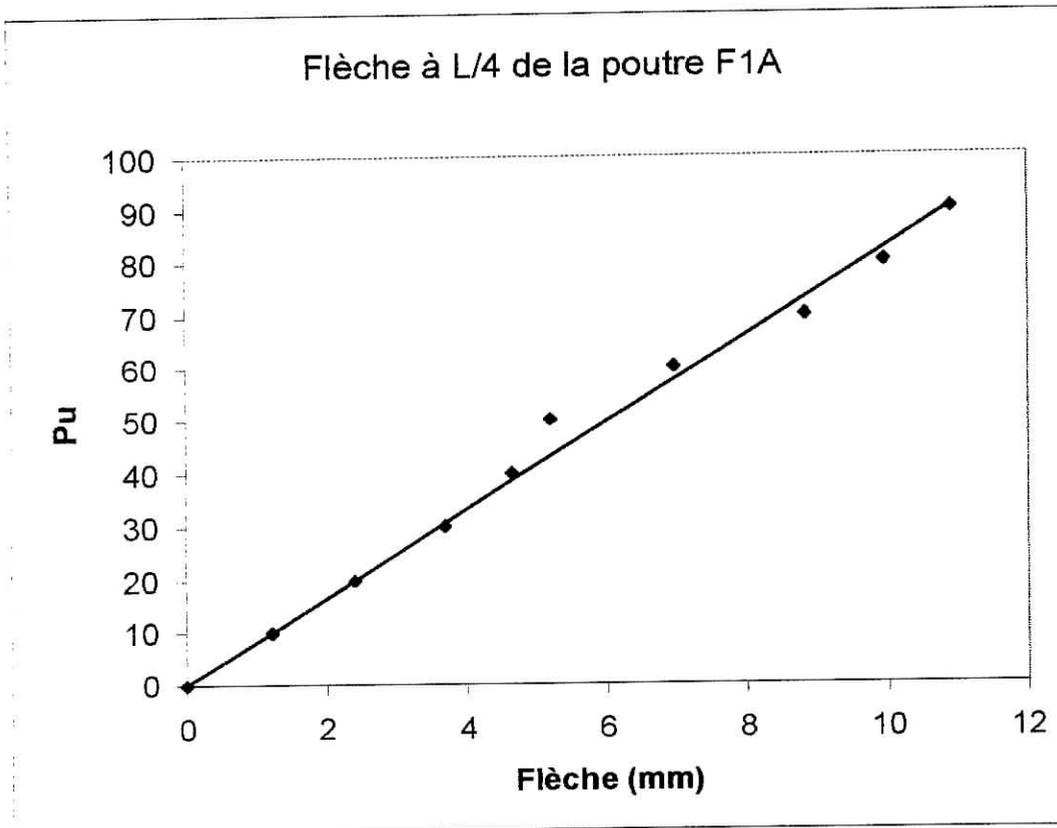


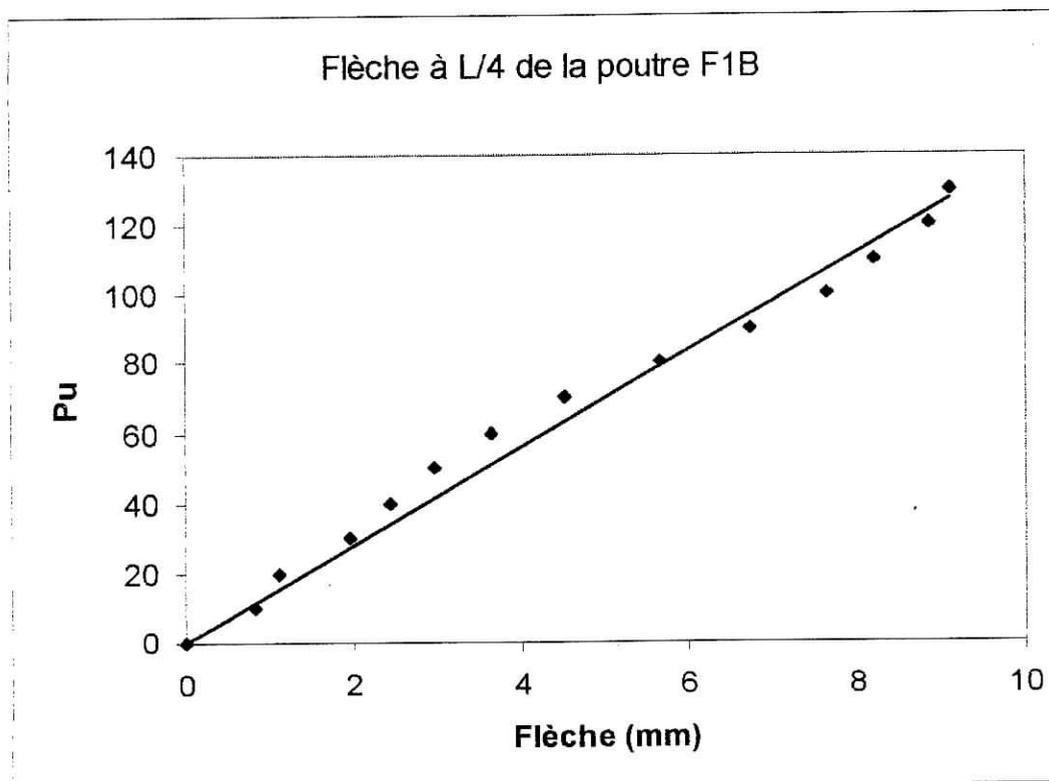
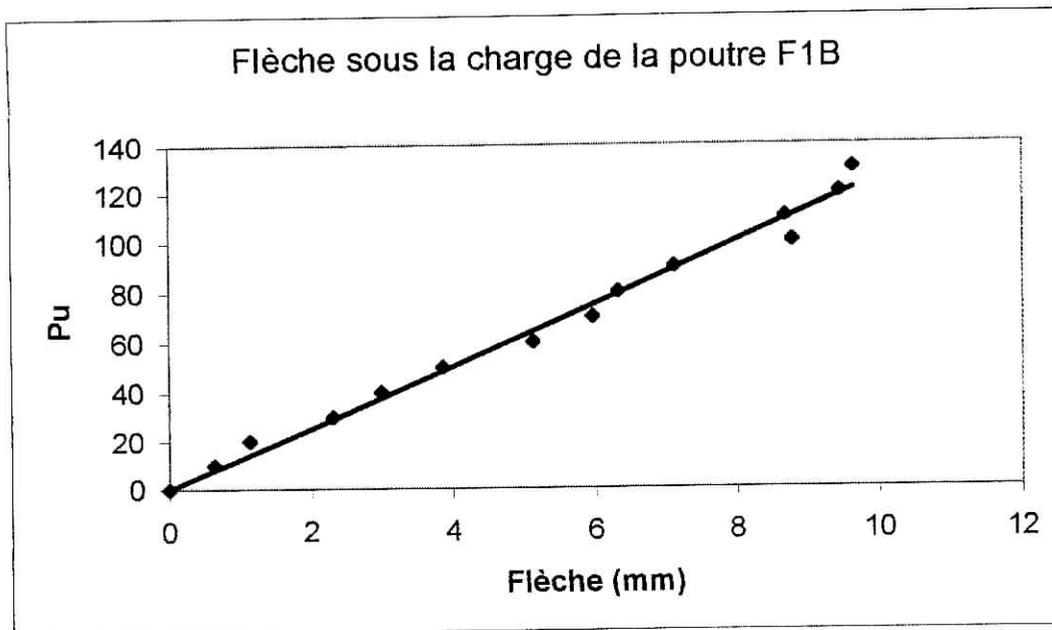
Essai de résistance à la traction

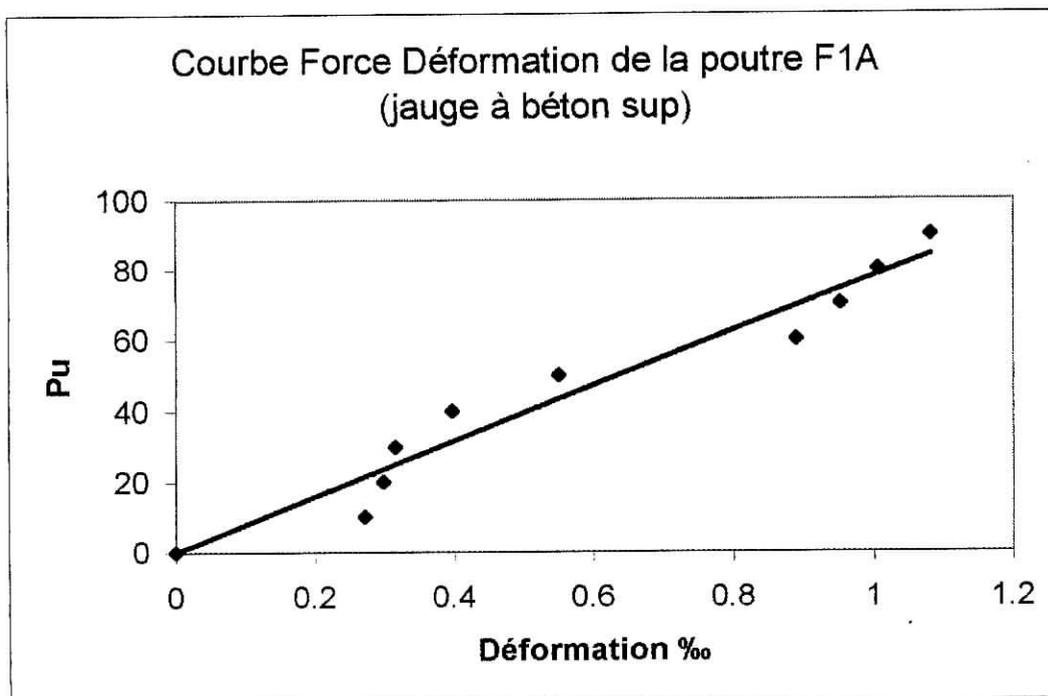
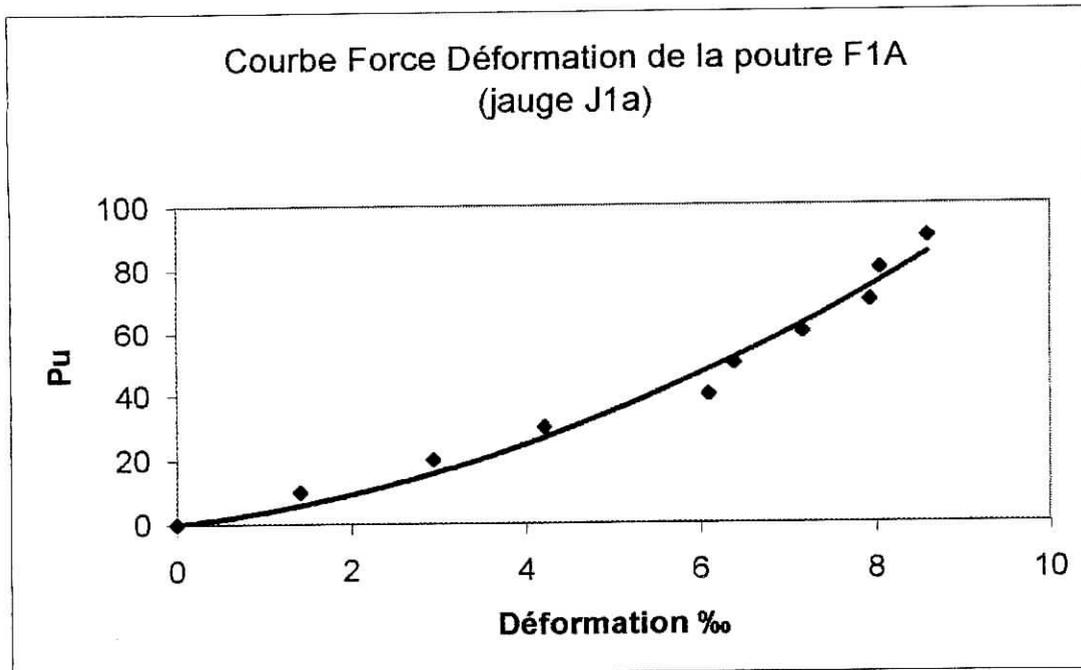


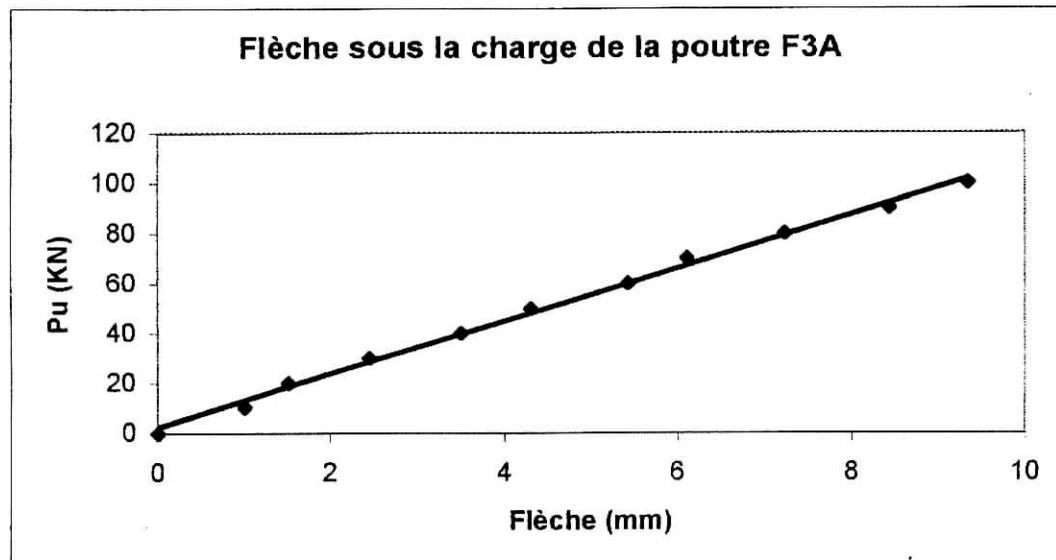
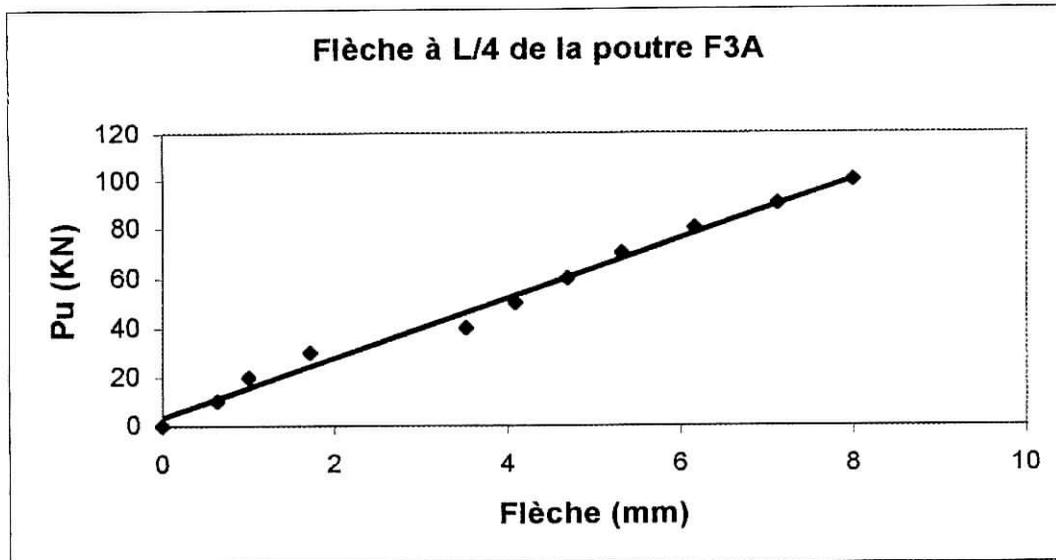
Essai de résistance à la compression

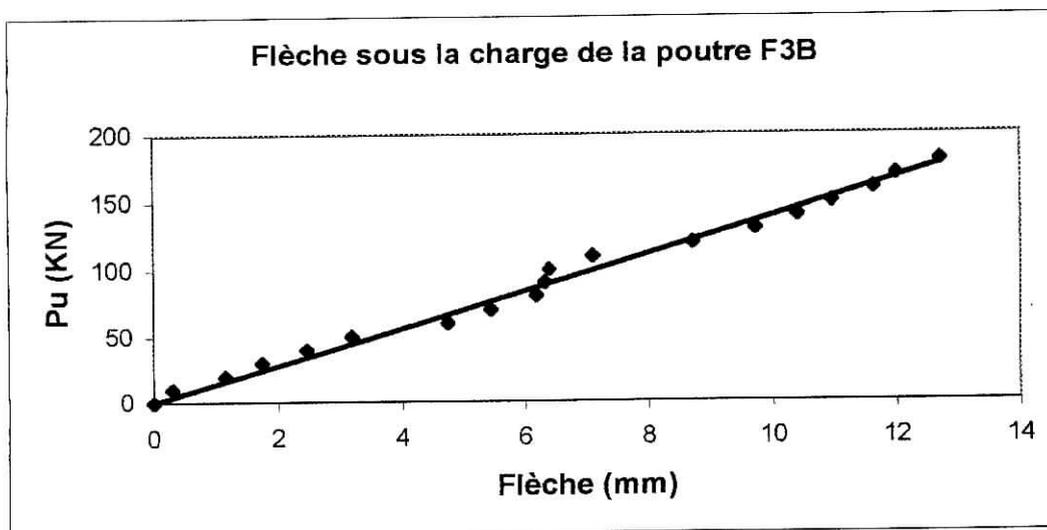
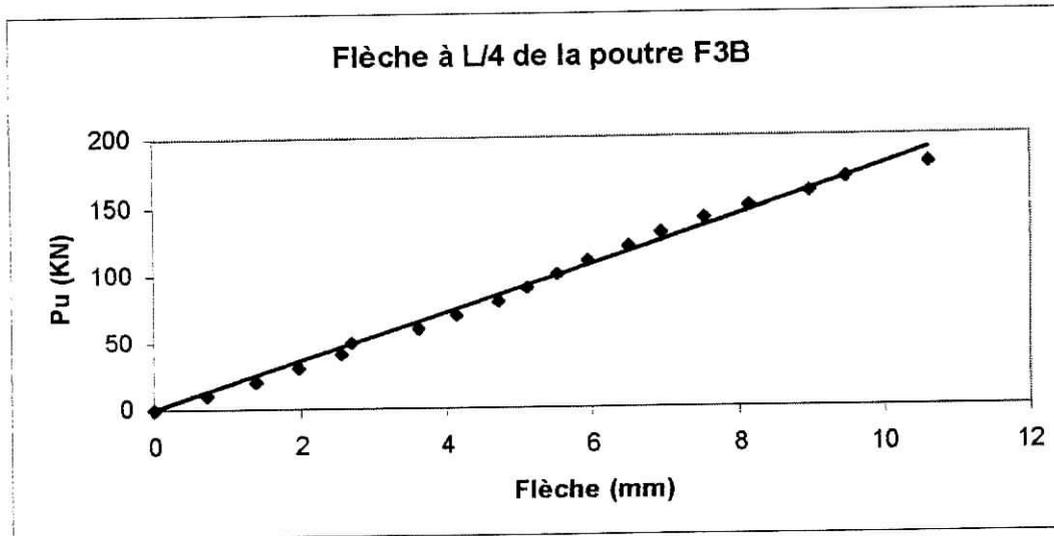












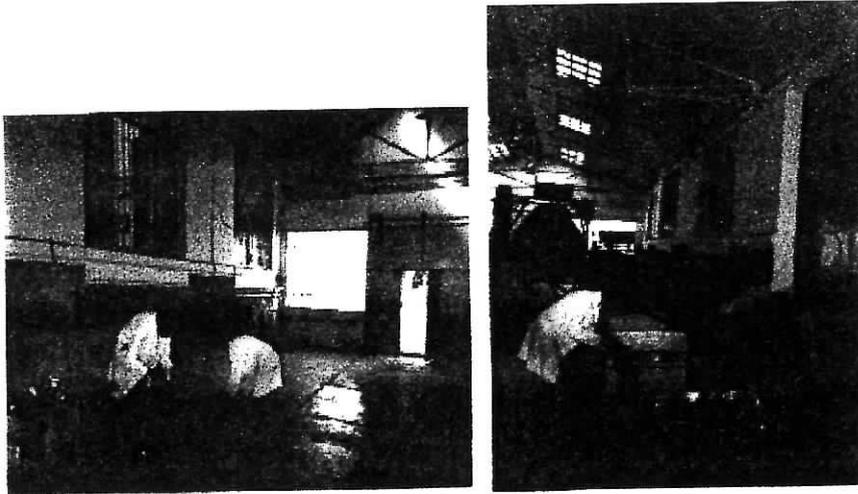


Photo. A3.1. Préparation des squelettes des poutres

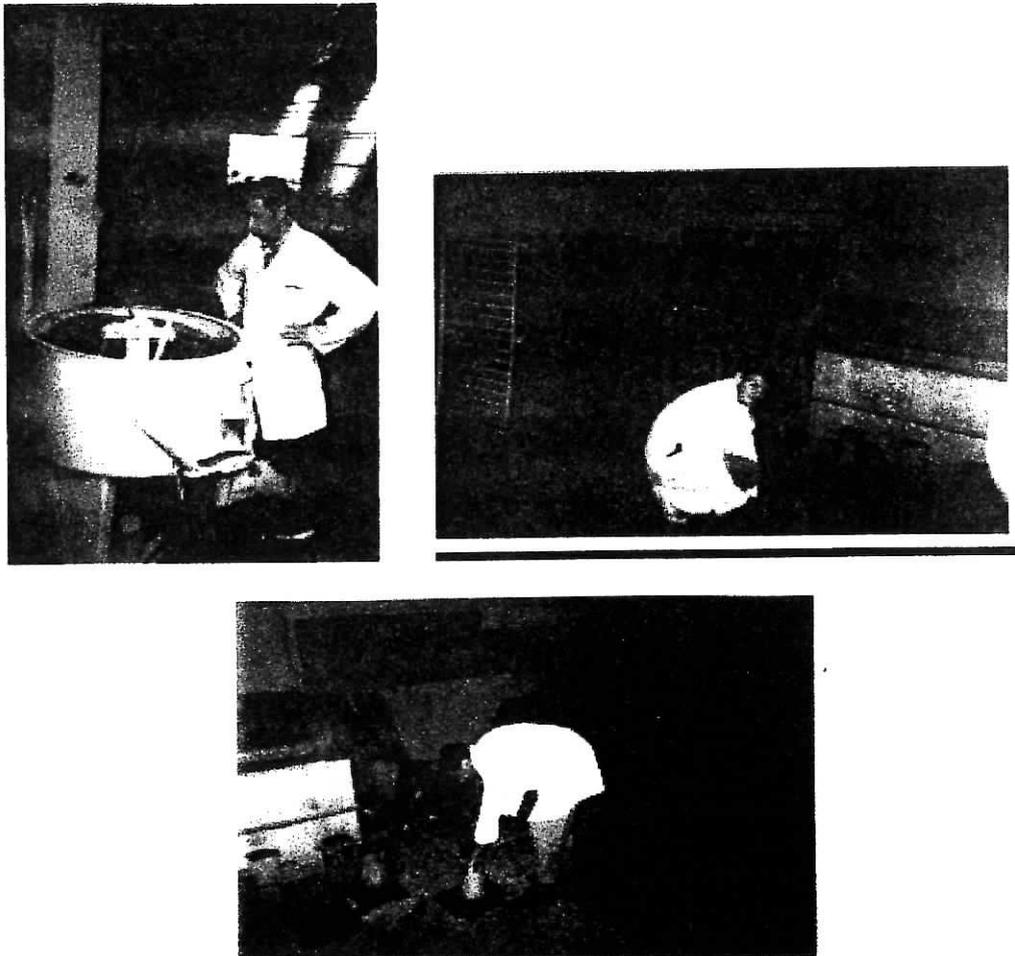


Photo. A3.2. Malaxage et essais sur le béton frais

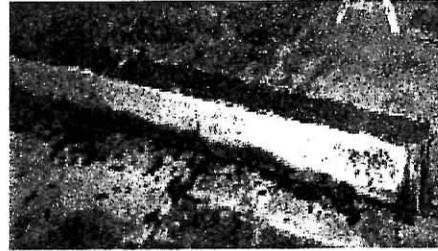
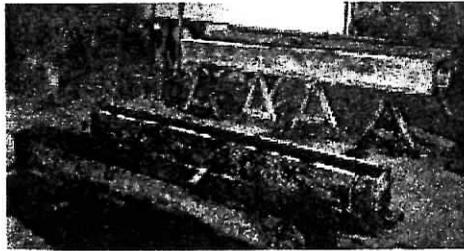


Photo. A3.3. Coulage des poutres

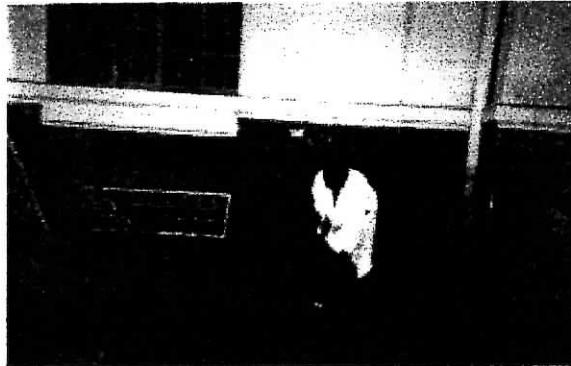


Photo. A3.4. Confection des éprouvettes (par piquage)



Photo. A3.5. Les poutres avant écrasement