

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

Université Mouloud Mammeri TIZI-OUZOU

Faculté du Génie de la construction

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE MASTER RECHERCHE

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures et matériaux

Sujet

*Influence de la variation des caractéristiques mécaniques sur le
comportement des éléments en béton armé.*

Proposé et dirigé par :

Dr. S. DRIZI

réalisé par :

FERHAT Nassim

-Promotion 2012-

Remerciements

En premier lieu, j'adresse mes remerciements et ma reconnaissance à monsieur Saïd DRIZI, pour m'avoir confié le présent sujet de recherche, aussi pour son dynamisme, Ses conseils et toute l'attention accordée pour le bon déroulement de ce travail.

Je tiens à remercier ma mère, mes sœurs et mes frères pour leurs soutient dans toutes les étapes de mon cheminement. Pour leur affection, le courage et la volonté nécessaire qu'ils m'ont inspirée tout au long de cette étude.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin a l'accomplissement de ce travail, un grand merci.

Dédicace

A L'être qui m'est le plus cher au monde, en témoignage de mon respect et mon plus grand attachement, à l'âme de mon très cher père.

A ma très chère mère

A mes sœurs.

A mes frères.

A mes amis.

PRINCIPALES NOTATIONS

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à l'âge de 28 jours.

f_{tj} : Résistance à la traction du béton à l'âge j .

E_{b0} : module d'élasticité du béton à l'origine

ε_{ft} : déformation à la traction correspondant à f_{tj}

ε_{rt} : déformation correspondante à la plastification de l'acier le plus tendu

h_0 : épaisseur effective de la pièce

A_c : aire de la section en mm.

U : périmètre de la section en mm

σ_{bc} : contrainte de la fibre de béton la plus comprimée.

σ_{bt} : contrainte de la fibre de béton la plus tendue.

ε_{bc} : déformation de la fibre de béton la plus comprimée.

ε_{bt} : déformation de la fibre de béton la plus tendue.

ε_y : déformation d'une fibre située à une hauteur y , à partir de CDG de la section.

ε_0 : déformation correspondante au pic des contraintes.

ε_{cu} : déformation de rupture du béton.

ε_u : déformation ultime de l'acier.

f_e : limite élastique des aciers.

f_{bu} : résistance réglementaire en compression

σ_s : contrainte normale dans l'acier

σ_{sy} : contrainte normale de l'acier au droit de la fissure à la dernière fissure

σ_{sr} : contrainte normale de l'acier à l'apparition de la première fissure

σ_{sf} : contrainte normale de l'acier au droit de la fissure

$\overline{EA}$: Rigidité à l'effort normal (rigidité de membrane).

$\overline{ES}$: Rigidité due au couplage flexion-effort normal

$\overline{EI}$: Rigidité à la flexion.

$[K_s]$: La matrice de rigidité sécante de la section

A : aire de la section

S : moment statique de la section /Gz

I : moment d'inertie de la section /Gz

nb : nombre de tranches horizontales dans la section du béton

na : nombre de lits d'aciers

E_{bi} : module d'élasticité sécant du béton au niveau de la tranche i

E_{aj} : module d'élasticité sécant de l'acier du lit j

A_j : aire du lit d'acier i

y_{aj} : ordonnée du lit d'acier j /Gz

ΔS_i : aire de la tranche i du béton

y_{bi} : ordonnée au niveau du milieu de la tranche de béton i /Gz

$b(y_{bi})$: largeur de la tranche de béton i

Δh_i : hauteur de la tranche de béton i

M : moment de flexion appliqué sur la section

N : effort normal appliqué sur la section

ΔM : incrémentation du moment de flexion

ΔN : incrémentation de l'effort normal

ε_g : déformation longitudinale

Φ : courbure.

LISTE DES FIGURES

Figure II.1 Eprouvette normalisée.

Figure II.2 courbe contrainte-déformation d'un essai de compression.

Figure II.3 comportement du béton en traction simple.

Figure II.4 contrainte appliquée et déformation engendrée en fonction du temps pour un essai de fluage d'une éprouvette de béton.

Figure II.5 Loi parabole-rectangle du béton en compression, BAEL.

Figure II.6 diagramme parabole-rectangle du béton en compression.

Figure II.7 loi de comportement d'un acier naturel.

Figure II.8 loi de comportement d'un acier écroui.

Figure II.9 diagramme contrainte-déformation selon le BAEL.

Figure II.10 Schématisation d'une poutre fissurée soumise à deux charges concentrées.

Figure II. 11: Comportement d'une barre d'acier soumis à un essai d'arrachement.

Figure III.1 Influence du dosage en ciment sur les résistances mécaniques du béton.

Figure III.2 Influence du rapport E/C sur la résistance mécanique du béton.

Figure III.3 Forme de la relation entre le rapport C/E et la résistance a la compression.

Figure III.4 Evolution de la carbonatation en fonction du dosage en ciment du béton.

Figure. III.5 influence des conditions de cure sur la résistance.

Figure III.6 Evolution des résistances de bétons conservés à des températures différentes.

Figure III.7 Relation entre la résistance à la compression à 28 jours et le temps de malaxage.

Figure III.8 Influence du mode de serrage sur les résistances et en fonction des rapports E/C.

Figure IV.1 Représentation de la section en béton armé.

Figure IV.2 Diagramme des contraintes et déformations dans la section à ELU.

Figure IV.3 Modélisation de la section.

Figure IV.4 Comportement contrainte-déformation en présentant le module sécant.

Fig. IV.5 Comportement du béton en compression selon SARGIN.

Figure IV.6 Loi de comportement fictive de Grelat.

Figure IV.7 Modèle élasto-plastique des aciers.

Figure .V.1 Section en béton armé.

Figure V.2 Variation du moment(M_u) en fonction de la variation de la résistance caractéristique du béton ordinaire f_{cj} .

Figure V.3 variation du rapport (M/M_u) en fonction de la diminution relative de la résistance caractéristique du béton.

Figure V.4 influence de la variation relative de la résistance caractéristique du béton ordinaire sur la ductilité.

Figure V.5 Variation du moment (M_u) en fonction de la variation de la résistance caractéristique du béton à haute performance f_{cj} .

Figure V.6 Influence de la variation relative de la résistance caractéristique du béton à haute performance sur la ductilité.

Figure V.7 Variation du rapport (M/M_u) en fonction de la diminution relative de la résistance caractéristique du béton.

Figure V.8 Variation du rapport (M/M_u) en fonction de la diminution relative de la résistance caractéristique du béton f_{cj} .

Figure V.9 Variation du moment (M_u) en fonction de la variation du pourcentage d'armature dans le cas d'un béton ordinaire.

Figure V.10 Influence de la variation relative de la section d'acier sur la ductilité.

Figure V.11 Variation du rapport (M/M_u) en fonction de la diminution relative de la section d'acier dans le cas d'un béton ordinaire.

Figure V.12 Variation du moment (M_u) en fonction de la variation de la section de l'acier dans le cas d'un béton à haute performance.

Figure V.13 Influence de la variation relative de la section d'acier sur la ductilité.

Figure V.14 Variation du rapport (M/M_u) en fonction de la diminution relative de la section d'acier dans le cas d'un béton ordinaire

Figure V.15 : Variation du rapport (M/M_u) en fonction de la diminution relative de la section d'acier A.

TABLE DES MATIERES :

Page

Chapitre I : Introduction générale

I.1 Introduction.....	1
I.2 Position du problème.....	1
I.3 Objectifs de l'étude.....	2
I.4 Plan de l'étude.....	2

Chapitre II : présentation du matériau béton armé

II.1 Le béton.....	3
II.1.1 comportement expérimental.....	3
II.1.1.1 En compression.....	3
II.1.1.2 En traction.....	4
II.1.1.3 Fluage et retrait.....	5
II.1.2 Modélisation pour les calculs réglementaires.....	6
II.1.2.1 Résistance caractéristique à la compression.....	7
II.1.2.2 Résistance caractéristique à la traction.....	9
II.1.2.3 Module de déformation longitudinale	9
II.2 L'acier des armatures.....	9
II.3 Le béton armé.....	11
II.3.1 La fissuration.....	11
II.3.2 L'adhérence acier-béton.....	12

Chapitre III : Facteurs influençant la résistance et le comportement des éléments en béton armé.

III.1. Influence des ingrédients sur la résistance mécanique du béton.....	14
III.1.1. Eau gâchage.....	14

III.1.1.1. La quantité d'eau de gâchage.	14
III.1.1.2. La qualité de l'eau de gâchage.....	14
III.1.2. Influence du ciment (liant).....	15
III.1.3. L'influence du rapport Eau/ciment (E/C ou C/E).....	16
III.1.4. Influence des granulats.....	18
III.1.4.1. Influence sur la résistance mécanique.....	18
III.1.4.1.1. Granulométrie.....	18
III.1.4.1.2. Forme des granulats.....	18
III.1.4.1.3. Propreté des granulats.....	18
III.1.4.1.4. La porosité.....	18
III.1.4.1.5. Dureté et résistance.....	19
III.1.4.2. La liaison pâte granulats.....	19
III.1.5. La corrosion des armatures.....	19
III.1.5.2. Influence de la corrosion sur le comportement mécanique du béton armé.....	20
II.2. Influence de la cure.....	20
III.2.1. L'humidité.....	20
III.2.1.1. L'influence sur la résistance.....	20
III.2.1.2. L'influence sur le fluage et le retrait.....	21
III.2.2. Température.....	21
III.2.2.1. Le bétonnage par temps froid.....	21
III.2.2.2. Le bétonnage par temps chaud.....	22
III.3. L'influence de la fabrication et la mise en œuvre.....	22
III.3.1. La fabrication.....	22
III.3.2. Transport du béton.....	23
III.3.3. Vibration.....	23
III.3.4. Joints de reprise.....	24

III.4. Le vieillissement du béton.....	25
--	----

Chapitre IV : Modèle de calcul en flexion composée

IV.1. Introduction.....	26
IV.2. Calcul Analytique.....	26
IV.2.1 Moment de Fissuration.....	26
IV.2.2 Moment maximal a l'ELU.....	27
IV.3 Calcul itératif non linéaire.....	28
IV.3.1 Bases de Calcul.....	28
IV.3.2 Modélisation du comportement des matériaux.....	32
IV.3.2.1 Modélisation du béton en compression.....	32
IV.3.2.2 Modélisation du béton en traction.....	33
IV.3.2. 3 Modélisation du comportement des aciers.....	34
IV.3.3 Méthode de résolution non linéaire.	34

CHAPITRE V : Influence de la variation de la résistance du béton et du pourcentage des aciers sur le comportement d'une section en béton armé

V.1 Introduction.....	37
V.2 Présentation des sections étudiées.....	37
V.3 Variation de la résistance caractéristique du béton.....	38
V.3.1 Cas d'un béton ordinaire.....	38
V.3.2 Cas d'un béton à haute performance (BHP).....	42
V.3.3 superposition des courbes, (béton ordinaire et BHP).....	44
V.4 Variation de la section d'acier (pourcentage d'armature).....	45
V.4.1 Cas d'un béton ordinaire.....	45
V.4.2 Cas d'un béton à haute performance (BHP).....	47
V.4.3 Superposition des courbes	48
V.5 Conclusions.....	49

Chapitre VI : Conclusion générale.	50
---	----

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Annexe A	51
----------------	----

Annexe B	57
----------------	----

Chapitre I : Introduction générale.

1.1 Généralité

Le béton, de part son aspect économique (coût faible) et parce qu'il offre aux constructeurs une variété de forme et de teintes et d'aspect des plus importantes, est le matériau le plus utilisé dans le monde de la construction. Associés à cela, les progrès actuels très rapides de ce matériau (bétons hautes performances, béton auto-plaçant) font augmenter sa cote au près des architectes. ainsi, d'un point de vue esthétique, mais aussi vis-à-vis de la pérennité de la structure, il est nécessaire d'éviter ou d'essayer de maîtriser les pathologies du béton dans la mesure du possible.

Le béton est un matériau complexe, plusieurs recherches ont été réalisées pour étudier les différents aspects de son comportement mécanique (élasticité, ductilité, déformabilité, ...).

La construction d'un élément en béton armé se compose d'une succession d'étapes dont aucune ne doit être négligée. Après la conception de la forme et des détails et le dimensionnement de la section et des armatures, intervient le choix définitif des matériaux nécessaires (type de béton et d'aciers), les critères déterminant étant la résistance (état de ruine), la déformabilité (état de service), la durabilité (protection des armatures) et la mise en place (réseau d'armatures et ouvrabilité du béton). Suivant les spécifications, les composants du béton peuvent être choisis pour optimiser les performances selon l'un ou l'autre de ces critères parfois contradictoires. Le contrôle de la qualité lors du bétonnage et un traitement de cure approprié (protection du béton contre la dessiccation et les hautes ou basses températures pendant le durcissement) sont deux éléments primordiaux.

1.2 Position du problème:

Lors de la phase de réalisation des éléments structuraux des bâtiments ou des ouvrages de génie civil, la qualité des matériaux ou de leur mise en œuvre sur chantier n'est pas toujours optimale. De ce fait, on peut constater, parfois, une certaine variation des caractéristiques mécaniques (des matériaux béton et acier) obtenues sur chantier par rapport aux valeurs prévues dans la phase de conception.

Dans le cadre de la présente étude, on se propose d'évaluer l'influence de la variation des caractéristiques mécaniques (résistance en compression du béton, ferrailage et limite d'élasticité des aciers) sur le comportement d'une zone fléchie d'un élément en béton armé.

1.3 Objectif de la présente étude :

En s'appuyant sur l'évaluation des différents facteurs ayant une influence sur la résistance et le comportement des éléments en béton armé, on se propose d'évaluer :

- L'influence dans le cas d'un béton ordinaire, de la variation des caractéristiques mécaniques de l'acier et du béton sur le comportement des poutres (cas de la flexion simple).

- L'influence dans le cas d'un béton à très haute performance, de la variation des caractéristiques mécaniques de l'acier et du béton sur le comportement des poutres (cas de la flexion simple).
- L'influence dans le cas d'un béton ordinaire, de la variation des caractéristiques mécaniques de l'acier et du béton sur le comportement des poteaux (cas de la flexion composée).
- L'influence dans le cas d'un béton haute performance, de la variation des caractéristiques mécaniques de l'acier et du béton sur le comportement des poteaux (cas de la flexion composée).
- La différence entre le comportement d'une poutre en flexion simple avec un béton ordinaire et un béton à haute performance (BHP).
- La différence entre le comportement d'un poteau en flexion composée avec un béton ordinaire et béton à haute performance (BHP).

I.4 Plan de l'étude :

La présente étude est organisée comme suit :

Le chapitre II : consiste en une présentation du comportement expérimental des matériaux béton et acier. Des modèles réglementaires proposés pour le calcul des structures de génie civil et la combinaison entre ces deux matériaux qui forment le matériau composite béton armé.

Dans le chapitre III, on s'intéresse aux dégradations qui affectent les ouvrages en béton armé, qui sont liées à plusieurs facteurs (les constituants, la mise en œuvre et les facteurs reliés à l'entretien de la structure).

Le chapitre IV est consacré d'abord à la présentation d'une méthode de calcul manuelle, pour l'évaluation analytique du moment de fissuration et du moment maximal à ELU de résistance, pour une section rectangulaire en béton armé.

Une méthode de calcul non linéaire itérative est ensuite présentée. Elle permet l'analyse du comportement non linéaire jusqu'à la rupture d'une section quelconque en béton armé, soumise à la flexion composée.

Le chapitre V présente les résultats de l'étude paramétrique et comparative portant sur l'influence de la variation de la résistance du béton et du pourcentage des armatures, sur le comportement (résistance et ductilité) d'une section fléchie en béton armé.

Dans le chapitre VI : on tire les conclusions de l'étude et on présente les perspectives pour des travaux futurs.

Chapitre II : présentation du matériau béton armé.

II.1. Le béton :

Le béton hydraulique est un mélange optimal de liants (ciments artificiels), de granulats naturels ou artificiels (sables, gravillons, graviers...), d'eau et éventuellement d'adjuvants (Entraîneurs d'air, plastifiants, hydrofuges...). c'est un matériau en pleine révolution, la connaissance des performances mécaniques des structures réelle nécessite la connaissance des caractéristiques mécaniques intrinsèque des matériaux constitutifs.

Les essais classiques de laboratoire (essai de compression, traction, flexion,...) permettent de caractériser le comportement mécanique du matériau à l'échelle macroscopique.

II.1.1. Comportement expérimental :

II.1.1.1. Essais de compression :

Le béton présente une relative bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues dépendent de la composition.

En général, les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, appelées 16x32, de forme cylindrique de hauteur 32 cm et de diamètre 16 cm (Figure II.1).

À partir de la courbe contrainte-déformation d'un essai de compression (Figure II.2), on peut tirer les grandeurs suivantes :

- le module de Young instantané E_{ij} .
- la contrainte maximale.
- la déformation maximale à la rupture.

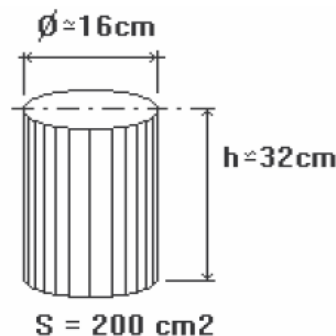


Figure II.1 : Eprouvette normalisée

Pour l'établissement des projets et dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours, dite valeur caractéristique requise. Elle est notée f_{c28} et choisie en fonction des conditions de fabrication du béton, de la classe du ciment utilisé et de son dosage au.

Lorsque l'âge du béton est inférieur à 28 jours, on prend en compte pour les calculs de résistance f_{cj} , valeur caractéristique à j jours.

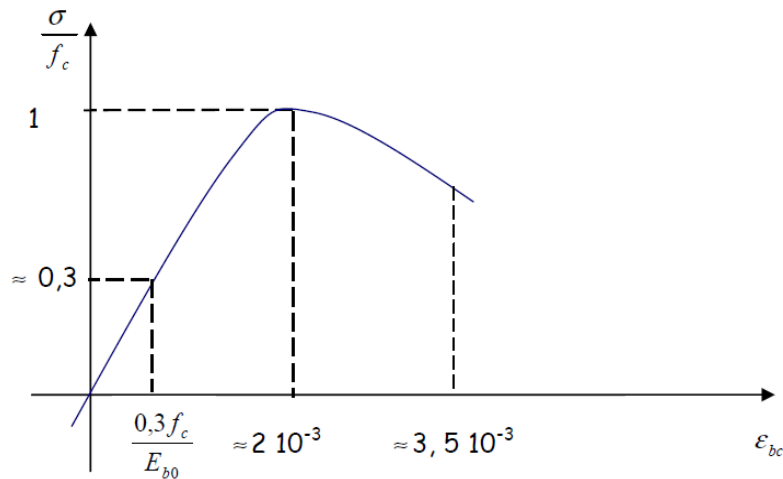


Figure II.2 : courbe contrainte-déformation d'un essai de compression

On distingue les phases suivantes :

- La phase où le comportement est analogue à ce lui d'un matériau homogène et élastique, La déformation croît de façon linéaire jusqu'à environ de 30% de la contrainte ultime.
- La phase de développement de la microfissure, entre 30% et 100% de la contrainte ultime la courbe s'incurve et le comportement devient non-linéaire.
- L'atteinte du pic définit la contrainte ultime qui caractérise la résistance ultime du béton à la compression, elle correspond à une déformation de l'ordre de 2‰.
- La rupture se produit au-delà du pic, elle correspond à une déformation de l'ordre de 3.5‰.

II.1.1.2 Essais de traction :

Le béton a une résistance en traction très faible par rapport à celle en compression. Le dépassement de cette résistance provoque l'apparition de fissures. Les essais classiques (traction directe, flexion de prismes non armés, fendage), utilisés pour la détermination de la résistance à la traction du béton, donnent généralement des résultats très dispersés et qui présentent le béton comme ayant un comportement fragile vis à vis de la traction.

Pour les essais en traction indirecte, la déduction du comportement en traction nécessite une interprétation de l'essai via un modèle.

Dans un essai de traction directe, la courbe contrainte déformation a l'allure suivante [1] :

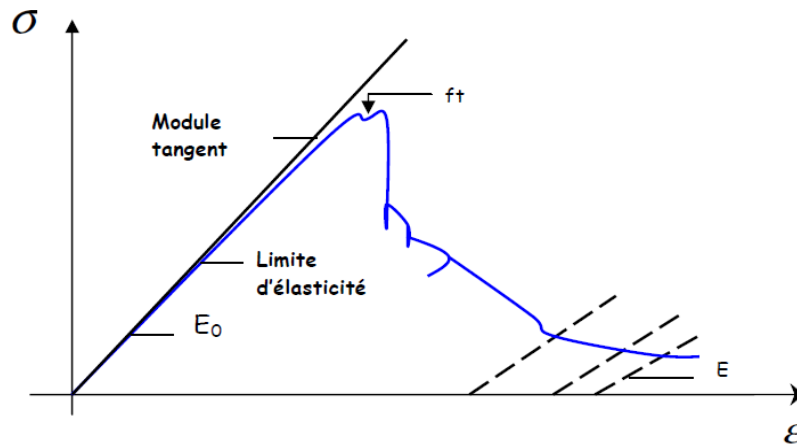


Figure II.3 : comportement du béton en traction simple [1]

On distingue les phases suivantes :

- Avant le pic (f_t) le comportement est presque linéaire (f_t la résistance à la traction).
- Une légère non linéarité apparaît à l'approche du pic correspondant à la décohésion de quelque liaison pâte – granulat et à la propagation des microfissures.
- Après le pic où la contrainte chute brutalement avant de se stabiliser, les déformations peuvent s'accroître (l'apparition des déformations résiduelle dues à l'hétérogénéité du matériau).

II.1.1.3. Fluage et retrait du béton :

II.1.1.3.1. Le fluage :

Sous chargement constant, la déformation du béton augmente continuellement avec le temps (Figure II.4). Cette déformation qu'il subit au moment de l'application de charge est suivie d'une déformation lente ou différée qui se stabilise après quelques années. Il se comporte comme un matériau VISCO-ELASTIQUE. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeables.

Au bout d'un mois les 40% de la déformation de fluage sont effectués et au bout de six mois, les 80%. Le fluage est pratiquement complet au bout de 3 ans la déformation différée est alors égale au double de la déformation instantanée.

On distingue plusieurs types de fluage:

-Fluage fondamental : Il s'agit du fluage qui se traduit lorsqu'il n'y a aucun échange d'humidité entre l'élément en béton soumis à une contrainte appliquée et le milieu ambiant.

-Fluage de dessiccation : Il s'agit du fluage additionnel qui se produit en plus du fluage fondamental lorsque l'élément en béton soumis à une contrainte est exposé à des conditions de séchage. La somme du fluage fondamental et du fluage de dessiccation donne le fluage total. C'est cette valeur totale de fluage qui est utilisée généralement dans les calculs des structures.

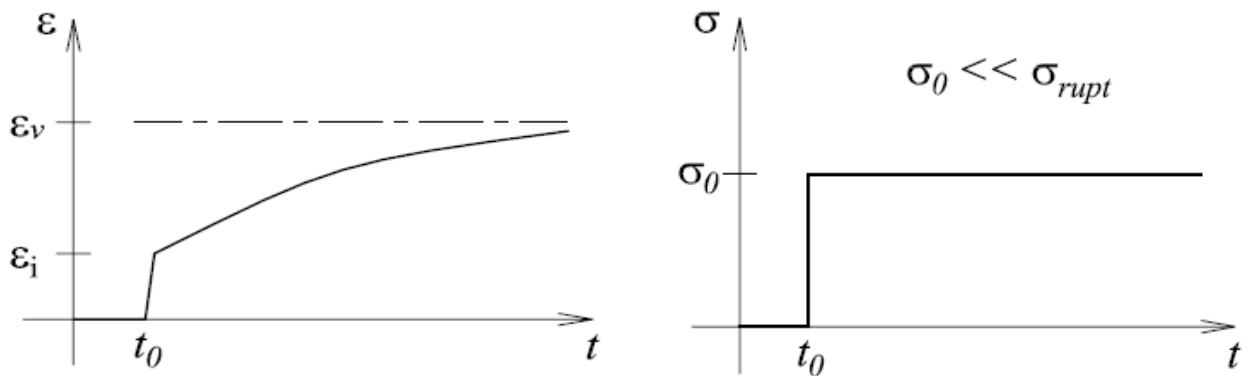


Figure II.4 : contrainte appliquée et déformation engendrée en fonction du temps pour un essai de fluage d'une éprouvette de béton.

II.1.1.3.2. Le retrait :

Le retrait correspond à une variation de longueur d'un élément de béton. Ceci est dû à l'évaporation de l'eau non-liée avec le ciment et peut entraîner des déformations de l'ordre de $1.5 \cdot 10^{-4}$ à $5 \cdot 10^{-4}$ selon l'humidité de l'environnement. Le retrait commence dès le premier jour de vie de la pièce en béton et on observe que 80% du retrait est atteint au bout de deux ans. La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, contraintes dont la valeur peut facilement dépasser la résistance à la traction du béton et donc entraîner sa fissuration.

La durabilité des ouvrages en béton armé ou précontraint est fortement dépendante de la qualité du béton, et en particulier de la zone d'enrobage. C'est en effet au travers de la porosité que peuvent migrer des agents agressifs (sulfates, chlorures, CO_2 , etc.) susceptibles d'interagir avec les constituants du ciment et de provoquer l'apparition de désordres.

Dans cette optique, la maîtrise de la fissuration précoce des bétons, liée aux phénomènes de retrait, apparaît essentielle.

Ces derniers étant généralement maîtrisés par les règles de calcul, et restent compatibles avec la bonne tenue des ouvrages dans le temps, notamment en raison des faibles ouvertures des fissures.

Trois types de retrait peuvent être à l'origine de l'apparition de fissures sur la surface des parements : retrait plastique, retrait de dessiccation, le retrait thermique.

II.1.2. Modélisation pour les calculs réglementaires :

A fin de modéliser le comportement mécanique du béton dans les calculs des structures, plusieurs chercheurs se sont intéressés à définir des lois de comportement qui caractérisent ce matériau en tenant compte de plusieurs paramètres, tel que les chutes de raideurs liées à la fissuration, ...

Pour les calculs réglementaires des structures en béton armé des modèles simplifiés du comportement du béton sont utilisés.

II.1.2.1. la résistance caractéristique à la compression :

Le modèle du béton selon les règles BAEL :

Le diagramme contrainte-déformation du béton reprend le diagramme de calcul dit : Parabole Rectangle (figure. II.5). Elle peut être utilisée dans tous les calculs aux états limite ultime, et qui a pour but de simplifier les calculs.

La loi parabole rectangle est composée de deux branches :

- Une branche de parabole du second degré.
- Une branche d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations ε_{bc} , et tangente à la parabole en son sommet. Ce segment s'étend entre les valeurs 2‰ à 3.5‰ de la déformation ε_{bc} .

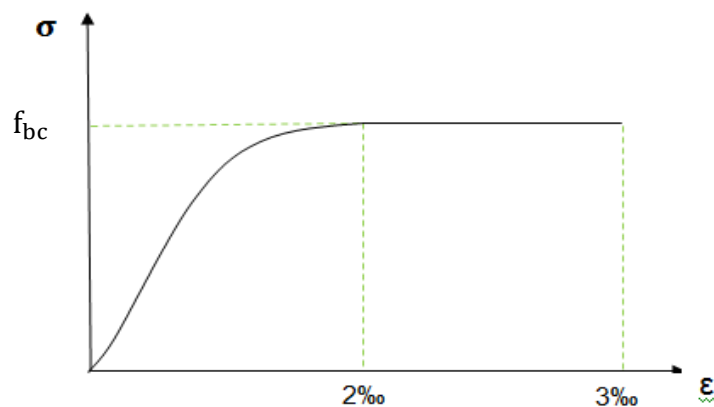


Figure II.5 : Loi parabole-rectangle du béton en compression, [2] BAEL

Les relations entre contrainte et déformation sont :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = f_{bc} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}} \right)^2 \right] & 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \\ \sigma_{bc} = f_{bc} & 2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \end{cases}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}$$

0.85 : c'est le coefficient de diminution de la résistance du béton dans le temps, il tient compte de l'effet de fluage.

γ_b : vaut 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

Le modèle du béton selon l'Eurocode 2 :

Pour le calcul des sections, on utilise le diagramme idéalisé dit (parabole-rectangle), constitué par un arc de parabole du second degré prolongé par un segment de droite.

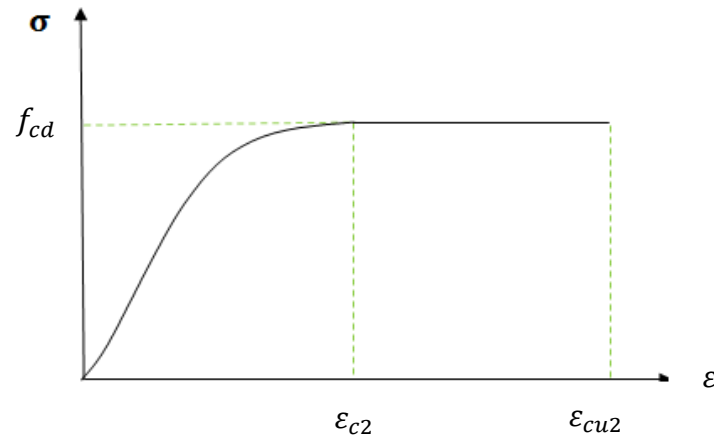


Figure II.6 : diagramme parabole-rectangle du béton en compression [3].

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] & 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \\ \sigma_c = f_{cd} & \epsilon_c \geq \epsilon_{cu2} \end{array} \right.$$

f_{cd} : Contrainte de compression du béton correspondant à la partie rectiligne du diagramme.

ϵ_{c2} : Déformation de pic correspondant à f_{cd}

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$\text{Avec : } \gamma_c = \begin{cases} 1.2 & \text{Pour les situations accidentelles.} \\ 1.5 & \text{Dans les autres cas.} \end{cases}$$

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours.

-pour les bâtiments : $\alpha_{cc}=1$ valeur recommandée et utiliser pour l'annexe nationale Française.

-pour les ponts : $\alpha_{cc}=0.85$, valeur recommandée. l'annexe nationale Française préconise $\alpha_{cc}=1$.

-Le coefficient $0.85 \leq \alpha_{cc} \leq 1$ tient compte de l'effet défavorable de la durée de l'application des charges, vis-à-vis de l'essai de courte durée utilisé pour définir f_{ck} .

II.1.2.2. La résistance caractéristique à la traction :

Les performances en traction de béton sont très faibles et souvent considérées comme nulle tel que la résistance à la traction est de l'ordre du dixième de sa résistance en compression.

Les règlements d'une façon générale négligent la résistance du béton à la traction, ainsi que sa contribution entre les fissures.

Les armatures doivent à elle seules supporter la totalité des efforts de traction.

II.1.2.3. Module de déformation longitudinal :

En distingue :

Le module de déformation instantané (duré d'application des charges < 24heures) symbole E_{ij}

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \quad (\text{MPa})$$

Le module de déformation différée (longue durée d'application) symbole E_{vj}

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \quad (\text{MPa})$$

II.2 L'acier :

L'acier est introduit sous forme de barres d'armatures avant le bétonnage de l'élément d'où l'appellation du matériau béton armé. Il permet de pallier à la faible résistance du béton en traction et à sa fragilité.

L'acier présente une *très bonne résistance à la traction* (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa , mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. Son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

Contrairement au béton, la loi contrainte-déformation de l'acier est supposé identique en compression qu'en traction, et elle dépend de la nature de l'acier.

Généralement deux types d'acier sont utilisés pour le renforcement du béton ; l'acier naturel et l'acier écroui [4].

Pour un acier naturel, la courbe contrainte-déformation à l'allure de la figure II.7 ; elle est caractérisée par un palier de ductilité après l'atteinte de la limite élastique.

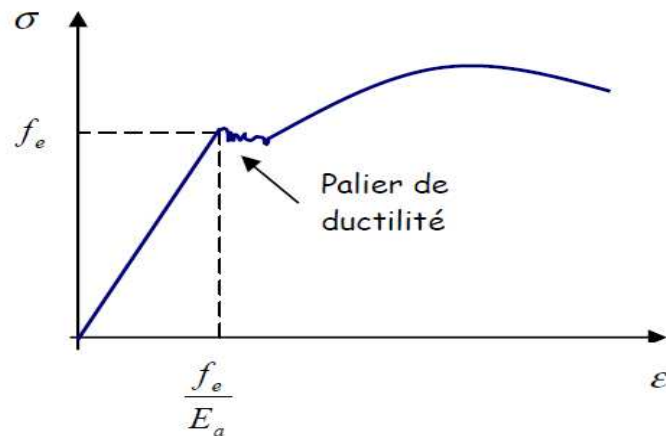


Figure II.7 : loi de comportement d'un acier naturel [4].

La figure II.8 suivante présente la loi de comportement pour un acier écroui. A noter que l'action d'écrouissage permet d'augmenter la limite d'élasticité en faisant disparaître le palier de ductilité et diminuer l'allongement à rupture. La limite élastique correspond à une déformation de l'ordre de 2‰.

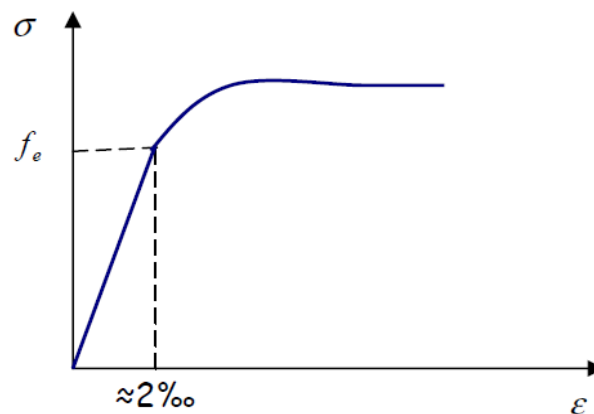


Figure II.8 : loi de comportement d'un acier écroui [4].

Pour les calculs réglementaire, le comportement des aciers est supposé élastoplastique parfait. La déformation ultime est fixée par le BAEL à 10‰.

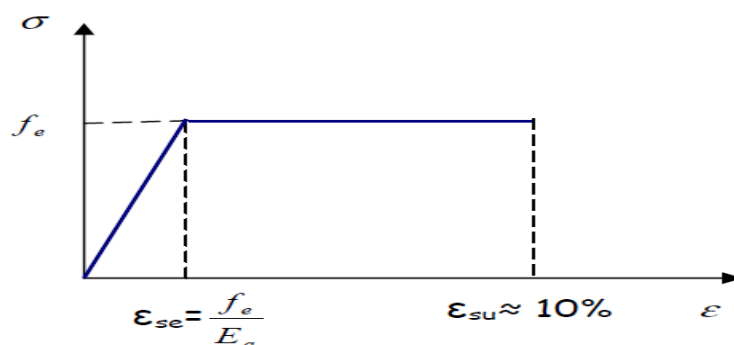


Figure II.9 : diagramme contrainte-déformation selon le BAEL [2].

II.3. Le béton armé:

Le principe du béton armé est de combiner le béton et l'acier de façon que:

- Les efforts de compression soient absorbés par le béton (et éventuellement par l'acier)
- Les efforts de traction soient absorbés par l'acier.

L'association acier-béton est rendue possible grâce à :

- L'adhérence acier-béton, permettent la transmission des efforts entre les deux matériaux.
- L'analogie des coefficients de dilatation très voisins (de l'ordre de 12.10^{-6}).
- L'absence de réactions chimiques nuisibles entre la pâte de ciment et l'acier. Par ailleurs, le béton enrobant l'acier le protège de la corrosion.

II.3.1. La fissuration :

Considérons une poutre en béton armé sur deux appuis simples, soumise à deux charges concentrées (voir figure II.10).

En faisant accroître les charges **p** et en observant le comportement expérimental de la poutre, on constate que :

- Sous faible chargement, le béton n'est pas fissuré.
- Dans un deuxième temps, des fissures verticales de flexion apparaissent, en fibres inférieures dans la zone du moment maximal, et des fissures inclinées d'effort tranchant se forment au niveau des appuis.
- avec l'accroissement du chargement, les fissures de flexion deviennent plus nombreuses et plus importantes, et les fissures d'efforts tranchant deviennent plus inclinées et progressent vers la face supérieure.
- A la rupture, la fissuration devient très importante, et la poutre se transforme en un système de blocs de béton fissurés, dont l'équilibre est assuré par leurs réactions mutuelles et par celle des armatures qui les relient.

En fonction de l'élancement de la poutre, de la résistance du béton, du pourcentage de la nature du ferrailage, la rupture peut survenir :

1. Soit par ouverture excessive des fissures de flexion (poutre faiblement ferrillée en flexion).
2. Soit par écrasement transversal du béton (armatures transversales insuffisantes).
3. Soit par destruction de la liaison acier-béton (adhérence insuffisante).

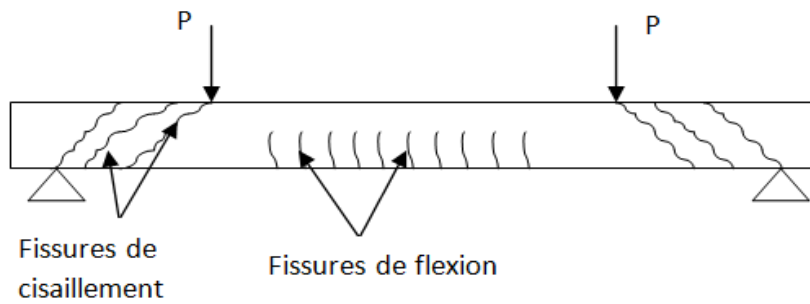


Figure II.10 : Schématisation d'une poutre fissurée soumise à deux charges concentrées.

II.3.2. L'adhérence acier-béton :

Généralement, dans les structures en béton armé, les efforts sont appliqués directement sur le béton. Ces efforts sont transmis aux armatures d'acier grâce au phénomène d'adhérence entre les armatures d'acier et le béton.

La capacité d'adhérence d'une barre en acier au béton est mesurée par un essai d'arrachement.

Une barre d'acier est moulée dans un cube en béton ; la barre ensuite tendue par une machine de traction à l'une de ces extrémités (figure II.11).

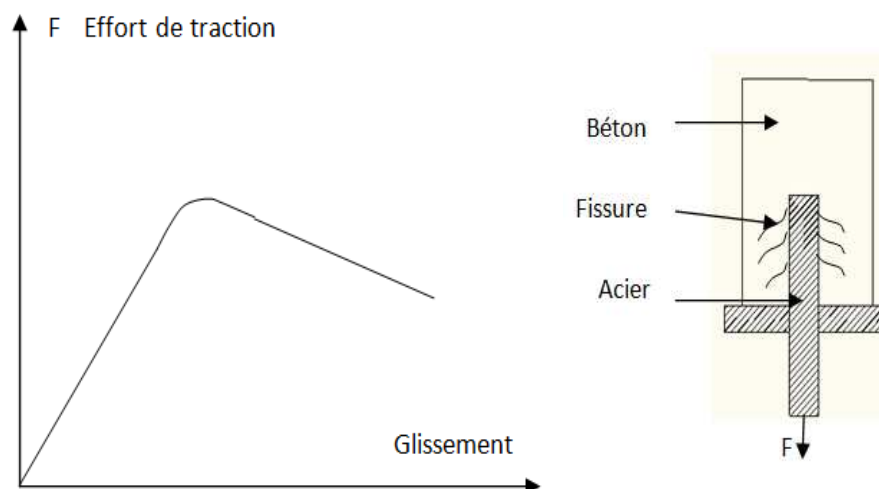


Figure II. 11: Comportement d'une barre d'acier soumise à un essai d'arrachement.

Cet essai montre que l'adhérence n'est due uniquement à un phénomène de collage entre les deux matériaux car elle subsiste même à des déplacements (glissement) notables. Il s'agit en fait d'un phénomène de frottement.

L'adhérence est favorisée par :

-L'état de surface et la forme de la barre d'acier : L'adhérence est améliorée lorsque la barre possède des nervures en saillies ou lorsque sa surface est rugueuse.

-La qualité du béton d'enrobage : L'adhérence croît avec la résistance en compression du béton, c'est-à-dire avec le dosage et la classe du ciment et aussi par les conditions de vibration (lors du coulage) qui influent sur la capacité.

-La résistance à la traction du béton.

Chapitre III : Facteurs influençant la résistance et le comportement des éléments en béton armé.

III.1. Influence des ingrédients sur la résistance mécanique du béton :

Le béton est un mélange de plusieurs et différent composant le mélange optimal nous permet d'avoir un béton de meilleurs résistance, et cela dans le choix de la nature, la qualité, dosage des éléments constitutifs et de leur mise en œuvre. Ces constituants confèrent au matériau certaines qualités et des défauts.

III.1.1. Eau de gâchage :

L'eau est au même titre que le ciment et les granulats, l'un des constituants. Elle intervient par ses propriétés mécaniques et physico-chimiques à toutes les étapes de vie du matériau. Elle confère au béton une plasticité qui permet son écoulement et son moulage. Elle assure ensuite l'hydratation du ciment et participe à la cohésion du matériau durci et par conséquent participe au développement de sa résistance dans le temps.

L'eau de gâchage est divisée en trois groupes :

- Eau de prise : elle varie entre 30 et 40 % de l'eau totale initiale de gâchage [5] cette quantité assure l'hydratation complète du ciment.
- Eau de maniabilité : son rôle est de rendre le béton facile à manier et par conséquent la facilité de mise en place. Elle dépend des conditions de transports, des moyens de mise en œuvre, des conditions climatiques.
- Eau de mouillage : c'est la quantité d'eau adsorbée par les granulats.

III.1.1.1. La quantité d'eau de gâchage :

La quantité d'eau de gâchage joue un rôle important dans la résistance d'un béton, un léger excès, ou une légère insuffisance fait rapidement diminuer les qualités d'un béton. En effet, un excès d'eau est néfaste et provoque une perte d'homogénéité, du ressuage et de la ségrégation, un retard de prise et une baisse de résistance mécanique [5].

D'autre part, un manque d'eau donne un béton ferme difficile à mettre en place. Il convient donc de déterminer minutieusement la quantité d'eau à utiliser dans la composition d'un béton.

Il faut noter que la quantité d'eau qu'il est nécessaire d'ajouter pour le gâchage correcte du ciment est supérieure à celle strictement nécessaire aux seules réactions chimiques.

III.1.1.2. La qualité de l'eau de gâchage :

Pour convenir à la confection de béton, les eaux ne doivent contenir ni composés risquant d'attaquer chimiquement le ciment, les granulats ou les armatures, ni particules en suspension dont la quantité pourrait modifier ses qualités originelles. La norme P 18-303 limite à cet effet le pourcentage de matière en suspension.

Dans la catégorie des eaux susceptibles de convenir à la confection de béton, on trouve :

- Les eaux potables (qui bien évidemment conviennent)
- Les eaux de recyclage provenant du rinçage des bétonnières ou des camions malaxeurs à condition de vérifier leur aptitude dans le cas de changement de ciment ou d'adjuvant d'une gâchée à l'autre.
- Les eaux de pluie et de ruissellement lorsque elles restent conformes aux prescriptions de la norme.

Les catégories d'eaux qui ne doivent pas être utilisées :

- Les eaux usées.
- Les eaux vannes ou contenant des détergents.
- Les eaux industrielles susceptibles de contenir des rejets organiques ou chimiques.

III.1.2. Influence du ciment (liant) :

Le ciment est un liant hydraulique, il se présente sous l'aspect d'une poudre très fine qui, mélangée avec de l'eau, forme une pâte faisant prise et durcissement progressivement dans le temps. Il est le paramètre essentiel du point de vue résistance mécanique, le ciment intervient par sa composition chimique, sa classe de résistance et sa finesse.

Composition chimique : Les ciments courants ont pour constituant le clinker, auquel il peut être ajouté suivant leur type :

- Du calcaire : Les calcaires sont considérés comme un des constituants principaux du ciment. Ils doivent présenter une proportion de carbonate de calcium CaCO_3 supérieur à 75 %.
- Du laitier de haut fourneau : Le laitier est un sous-produit de l'industrie métallurgique ayant des propriétés hydrauliques.
- Des cendres volantes : Elles sont les produits pulvérulents de grande finesse, provenant du dépoussiérage des gaz de combustion des centrales thermiques.
- Des fumées de silice : sont des sous-produits de l'industrie du silicium et de ses alliages.
- Des schistes calcinés : il présente de fortes propriétés hydrauliques.

Dans le but de modifier certaines de leurs propriétés et de proposer une gamme de produits capables de résoudre les différents problèmes qui se posent lors de la réalisation de certains ouvrages, soit en raison des conditions d'environnement, soit pour des raisons de performances mécaniques.

L'une des caractéristiques essentielle de la qualité d'un ciment est sa classe de résistance (250 bars, 320, 400, 500, ...). Cette dernière est la résistance à la compression simple mesurée à 28 jours d'âge sur des éprouvettes en mortier normalisé.

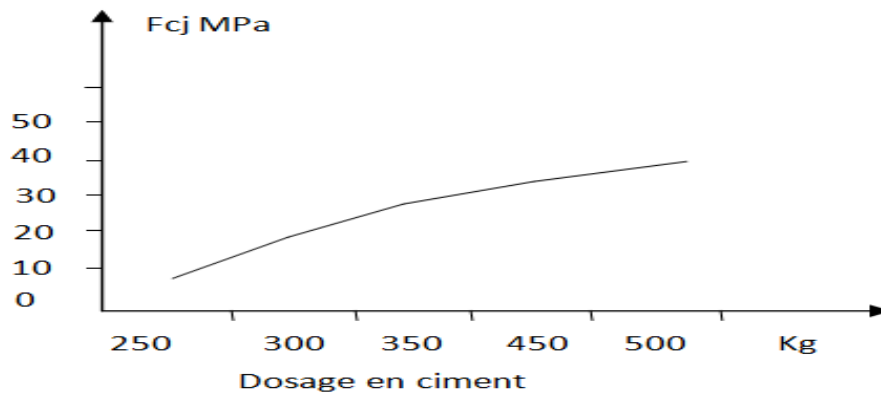


Figure III.1 Influence du dosage en ciment sur les résistances mécaniques du béton.

III.1.3 Influence du rapport Eau/ciment (E/C ou C/E) :

La résistance croît en même temps que le dosage en ciment C et elle décroît en fonction du dosage en eau E c'est pourquoi on a tendance à prendre en compte rapport C/E comme facteur globale intervenant dans la résistance du béton. (Il est également d'usage pour certains d'adopter le facteur inverse E/C).

Pour un béton durci entièrement compact la résistance est inversement proportionnelle au rapport E/C selon la loi établie par DUFF ABBRAMS en 1919 [6] :

$$f_{cj} = K_1 / K_2^{E/C} \dots\dots\dots \text{III.1}$$

Où K1 et K2 sont des constantes empiriques ;

f_{cj} : résistance à la compression.

Une variation typique de la résistance avec le rapport E/C est donnée par figure III.2 [6]

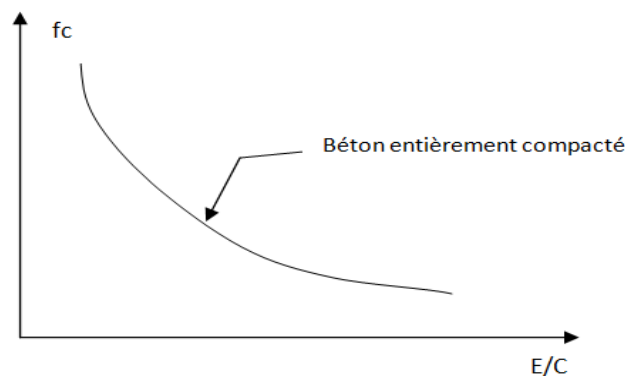


Figure III.2 Influence du rapport E/C sur la résistance mécanique du béton.

- Parmi les formules empiriques reliant la résistance à la compression f_{cj} aux dosages volumiques en ciment C, eau e et air v, on retrouve celle donnée par RENE FERET [7] .

$$f_{cj} = K [C/(C+e+v)]^2 \dots\dots\dots\text{III.2}$$

K : un coefficient qui dépend uniquement du liant employé et des conditions de conservation.

De nombreux chercheurs ont voulu établir une relation entre la résistance et le rapport C/E. la relation donnée par Bolomey [8] permet d'exprimer la résistance par une simple fonction linéaire croissante.

$$f_{cj} = K(C/E - 0.5) \dots\dots\dots\text{III.3}$$

Le coefficient K englobe beaucoup trop de paramètres (nature et classe du ciment, qualité du granulat, granulométrie du mélange, procédé du serrage ...).

La valeur donc K ne peut être explicitée que par des essais prenant en compte ces paramètres dans les conditions réelles et particulières au béton étudié [8]

Pour que cette relation soit d'une quelque utilité pratique, Dreux [8] s'appuyant sur de nombreux essais a donné la relation sous la forme suivante :

$$f_{cj} = G.C_E(C/E - 0,5) \dots\dots\dots\text{III.4}$$

f_{cj} : résistance à la compression, moyenne à 28 jours.

C_E : résistance à la compression, moyenne du mortier normalisé à 28 jours (classe vraie du ciment).

C : le dosage en ciment (en Kg/m³).

G : coefficient lié aux granulats (qualité et dimension maximale).

Cette relation linéaire entre la résistance et le rapport C/E n'est valable que pour des valeurs C/E allant de 1.5 à 2,5.

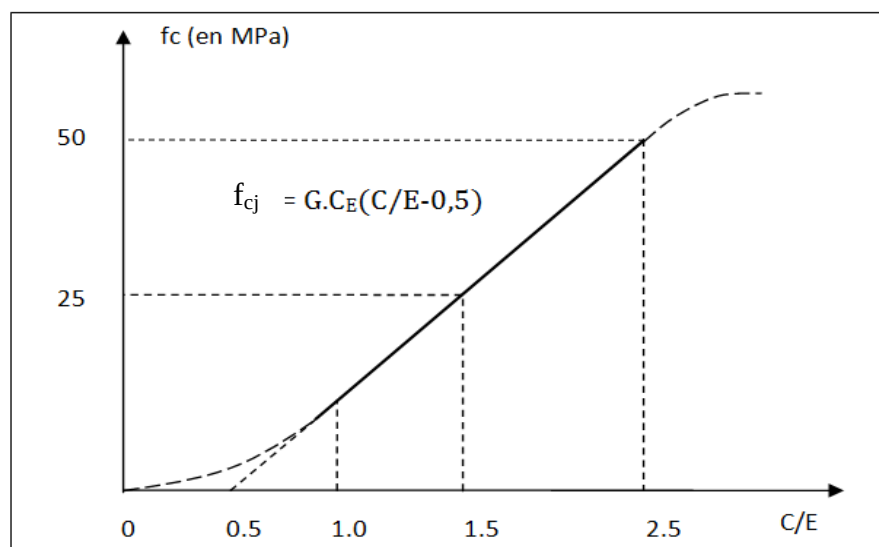


Figure III.3 Forme de la relation entre le rapport C/E et la résistance à la compression [8]

III.1.4. Influence des granulats :

On appelle granulats les matériaux inertes, sables graviers ou cailloux, qui agglomérés par un liant constituent le squelette du béton. C'est l'ensemble des grains compris entre 0 et 125 mm, dont l'origine peut être naturelle, artificielle ou provenant de recyclage.

III.1.4.1. Influence sur la résistance mécanique :

Les granulats participent à la résistance caractéristique et à la durabilité du béton. Ils interviennent essentiellement par leur granulométrie, forme, propreté, porosité et dureté.

III.1.4.1.1. Granulométrie :

Un granulat est dit de bonne granulométrie lorsqu'il contient autant que possible de gros grains et au même temps le moins possible de vides entre les grains.

Une telle granulométrie permet d'avoir une bonne compacité et par conséquent une meilleure résistance. L'excès d'éléments fins demande un surplus d'eau de mouillage, ce qui peut influencer négativement sur la résistance.

III.1.4.1.2. Forme des granulats :

La forme des grains est également un facteur important que la granulométrie. Beaucoup de propriétés du béton dépendent strictement de la forme des grains, exemple l'ouvrabilité, l'imperméabilité, la résistance, etc...

Du point de vue résistance, les granulats concassés donnent en général des résistances plus élevées que les granulats roulés, l'adhérence à la pâte pure est meilleure du fait de la surface rugueuse présentée par ces granulats. [5]

III.1.4.1.3. Propreté des granulats :

Les granulats doivent être propres, et ne pas contenir d'argile. En effet si les grains de granulats sont enrobés d'une couche d'argileuse, d'une part, la mise en œuvre du béton est rendue beaucoup plus difficile, d'autre part l'adhérence des grains à la pâte de ciment est très altérée et par conséquent le béton présente une mauvaise résistance en particulier à la traction.

La teneur en matières organiques doit être aussi faible que possible, certaines matières organiques peuvent perturber et même stopper la prise et le durcissement du ciment.

III.1.4.1.4. La porosité :

On présente le rapport en (%) du volume des vides contenus dans les grains au volume absolu des grains. S'ils sont poreux, les granulats sont susceptibles d'absorber l'eau et s'éclater sous l'action du gel ce qui se traduit par la fissuration du béton donc chute de résistance mécanique.

III.1.4.1.5. Dureté et résistance : [5]

Ces deux caractéristiques ont peu d'importance pour la confection du béton ordinaire. Par contre, pour obtenir des bétons à haute performance mécanique, il est préférable d'utiliser les granulats de résistance élevée.

III.1.4.2. La liaison pâte granulats :

La liaison entre pâte de ciment et les granulats joue un rôle très important dans le comportement mécanique du béton.

En effet, une part importante de la résistance (surtout en traction) est fonction de la plus ou moins bonne adhérence du mortier sur la surface des granulats.

III.1.5. La corrosion des armatures :

Dû à la présence des aciers, le béton armé subit le phénomène de corrosion, dans les conditions normales, les aciers sont protégés par un phénomène de passivation qui résulte de la création à la surface du métal d'une pellicule protectrice de ferrite, cette pellicule est formée par l'action de la chaux libérée par les silicates de calcium sur l'oxyde de fer.

La présence de fissure et de pores dans le béton d'enrobage favorise le phénomène de corrosion, plusieurs agents extérieurs agressifs (le gaz carbonique, les chlorures, les sulfates, l'eau pure, ...) s'infiltrent à travers ces derniers, et neutralisent cette protection.

Les propriétés du béton, nature et dosage en ciment (figure III.4), dosage en eau, porosité et le milieu ont une influence directe sur l'infiltration de ces corrosifs.

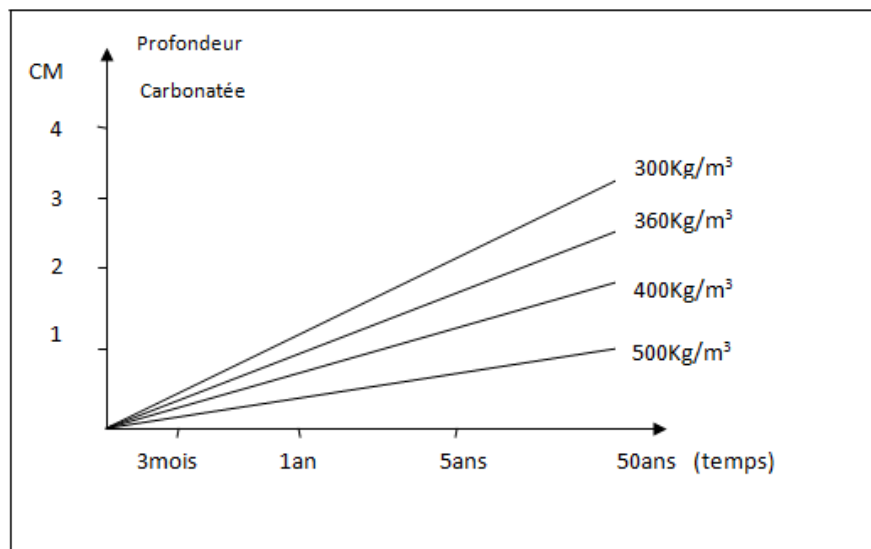


Figure III.4 Evolution de la carbonatation en fonction du dosage en ciment du béton.

En présence du gaz carbonique de l'air, la chaux libérée se carbonate, sa progression se fait de l'extérieur de l'ouvrage en contact avec l'aire vers l'intérieur jusqu'à atteindre la couche

protectrice qui, par conséquence n'assure plus son rôle et qui entraîne la dépassement de l'acier.

Pour les structures en béton armé, la formation des produits de corrosion engendre des contraintes locales de traction dans le béton d'enrobage. En conséquence des fissures se forment à la surface du béton à l'endroit où se trouvent les armatures corrodées, ces structures sont protégées par le béton d'enrobage. Il s'agit d'abord d'un obstacle qui freine la progression des agents agressifs vers les aciers. L'épaisseur d'enrobage a ainsi un rôle important.

III.1.5.2. Influence de la corrosion sur le comportement mécanique du béton armé :

Les fissures se développent avec la corrosion, l'atteinte des aciers de renforcement entraîne une réduction de la section résistante, et par conséquence la perte de rigidité, l'augmentation de la flèche, la réduction des déformations à rupture et donc la fragilisation de l'élément de structure.

Avec l'évolution de la corrosion et le développement des fissures, il y a alors une perte de confinement qui se suit par la dégradation de l'adhérence qui évolue en fonction de la perte de section.

III.2. Influence de la cure :

Le terme cure est le nom donné aux procédures utilisées pour empêcher ou compenser toute perte d'humidité et de maintenir le béton à une température adéquate. Dans ces conditions, l'hydratation du ciment progresse et s'accompagne d'un accroissement important des résistances.

Dans le but d'obtenir un béton de meilleures performances mécaniques, la mise en place d'un mélange approprié doit être suivie par la cure durant les premiers âges de son durcissement.

Dès le début de prise sur les surfaces nues et aussitôt après décoffrage sur les autres, le béton doit être protégé de la dessiccation surtout par temps chaud ensoleillé et sec.

III.2.1. L'humidité :

III.2.1.1. L'influence sur la résistance :

Le problème qui se pose pour améliorer la résistance d'un béton est de réduire au minimum les vides. Si le choix de la granulométrie est parfait, c'est-à-dire que les grains constituant le granulat présentent le moins possible de vides entre eux, la porosité ne dépendra que de celle de la pâte de ciment. En effet, la pâte de ciment est un corps poreux.

L'état hygrométrique du béton a une importance quand à l'évolution du volume des vides et par conséquent des résistances. L'hydratation du ciment se fait continuellement et s'accompagne d'un remplissage des capillaires par les amas d'hydrates, et la porosité de la pâte se voit ainsi réduite [9].

L'influence de la cure à l'humidité sur la résistance du béton est montrée d'une manière très claire par les données de la figure (III.5) [10]. Cette dernière montre qu'après 180 jours et avec un rapport E/C donné, la résistance du béton continuellement curé à l'humidité était 3 fois plus grande que celle du béton continuellement curé à l'air [11].

Pour maintenir le processus d'hydratation et donc assurer une quantité satisfaisante du développement de la résistance, une période minimale de 7 jours pour la cure à l'humidité est généralement recommandée pour un béton à ciment portland normal.

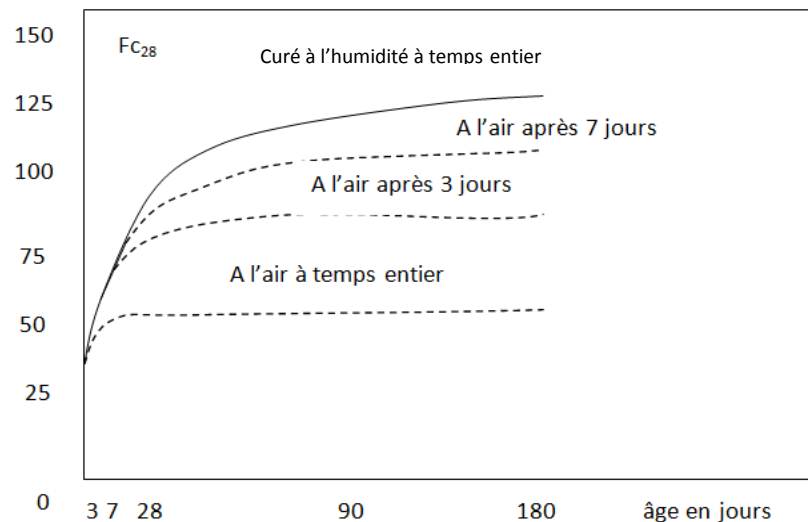


Figure. III.5 Influence des conditions de cure sur la résistance [10] .

III.2.1.2. L'influence sur le fluage et le retrait:

En plus de l'influence de la composition du béton de l'effort, de l'âge et de la dimension des ouvrages, ... etc. la cure à l'humidité influence beaucoup le fluage et le retrait [6].

Pour le degré du fluage d'un béton donné, les déformations différées sont plus importantes que l'humidité relative est faible.

L'accroissement de l'humidité fait dilater le béton alors que la diminution le fait contracter. [6].

III.2.2. Température :

Les deux cas extrême qui se présentent sur chantier sont : Le bétonnage par temps chaud et le bétonnage par temps froid.

III.2.2.1. Le bétonnage par temps froid : [8]

Le froid ralentit les réactions d'hydratation du ciment, d'où une augmentation du temps de prise et de durcissement, allant même à arrêter la prise du béton si la température descend en dessous de 0°C, et transforme en glace l'eau de gâchage, et provoque une augmentation de volume qui crée une migration de l'eau dus a la formation de fissures internes .

Les dispositions à prendre consiste donc à permettre au béton d'atteindre une résistance suffisante, au minimum de 5 MPa, pour résister aux effets du gel. L'évolution des résistances en fonction du temps pour des essais réalisés par BAYFORS est montrée sur la figure III.5.

Selon cette figure, nous constatant que lorsque la température s'élève la résistance à court terme s'élève mais cela n'est plus vrai à 28 jours. [12]

III.2.2.2. Le bétonnage par temps chaud : [8]

Le degré d'hydratation évolue plus rapidement, les réactions d'hydratation du ciment sont accélérées, les temps de prise et de durcissement sont diminués.

A température très élevée on a une augmentation de sa résistance mécanique pendant une durée très court et une résistance à long terme faible. Figure III.6.

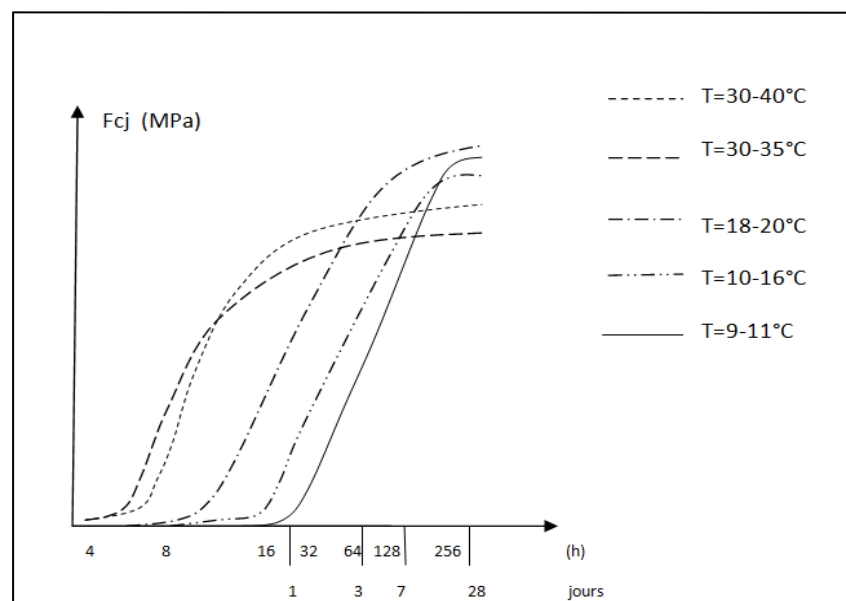


Figure III.6 Evolution des résistances de bétons conservés à des températures différentes [7]

III.3. L'influence de la fabrication et la mise en œuvre :

Ayant défini la composition théorique optimale d'un béton, c'est-à-dire définir le mélange optimale des différents granulats ainsi que le dosage en ciment et en eau donnant les meilleurs résultats de résistance et de maniabilité, il faut ensuite fabriquer le béton en respectant cette composition avec la dispersion minimale.

III.3.1. La fabrication :

Généralement le malaxage se fait à l'aide des appareils mécaniques (malaxeurs et bétonnière), travaillent par brassage forcé et fournissent un béton très homogène et permettent aux bétonniers d'observer pendant le malaxage la plasticité du béton et de corriger le dosage en eau si nécessaire.

La durée et la vitesse de malaxage est important (ni trop court ni trop long). Le temps est fonction du mélangeur, Savoir quel est le temps du malaxage minimum nécessaire pour la production d'un béton homogène donnant une résistance satisfaisante.

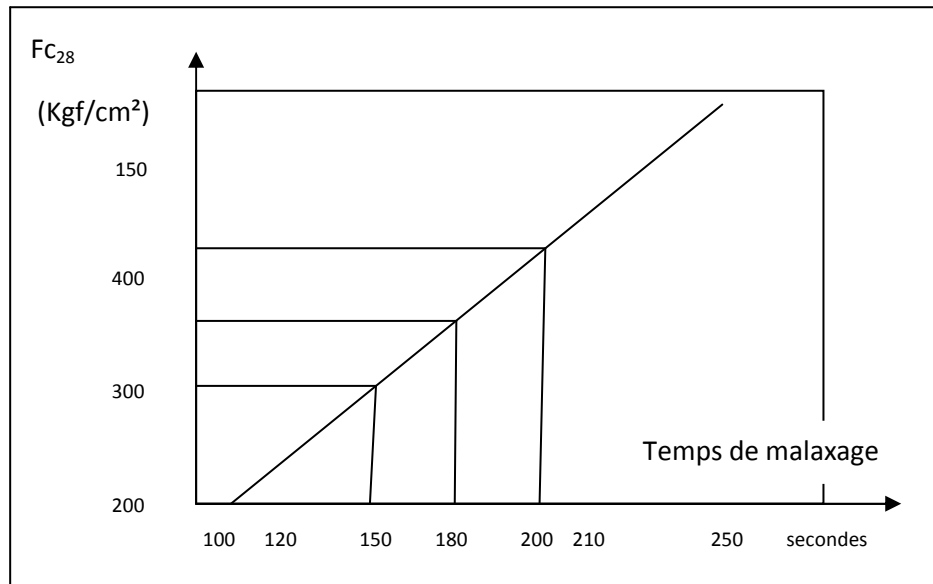


Figure III.7 Relation entre la résistance à la compression à 28 jours et le temps de malaxage [5]

III.3.2. Transport du béton : [7]

Pendant l'opération de transport, deux phénomènes peuvent remettre en cause la qualité obtenue en fabrication. Il s'agit de :

- La ségrégation : des mouvements brusques appliqués au béton créent des forces supérieures à la force de cohésion entraînant ainsi la séparation des éléments selon leurs dimensions et leurs poids. La ségrégation entraîne ainsi la chute de résistance.
- Raidissement du béton pendant le transport : ce phénomène est le résultat d'un départ de l'eau libre. Le départ peut être et est dû à la dessiccation du béton (soleil, vent,...) ou intérieur par début de prise.

Il faut donc protéger ce béton contre les agents atmosphériques et limiter la durée de mise en place.

III.3.3. Vibration :

Le béton résiste d'autant mieux et dure, d'autant plus qu'il est moins poreux.

La porosité du béton durci reste largement influencée par la valeur de sa porosité initiale, c'est-à-dire juste après sa mise en place dans le coffrage. Le but de la vibration est de

minimiser cette porosité initiale, par conséquent, le béton durci sera moins poreux. En diminuant les frottements internes entre les constituants, la vibration donne au béton sa compacité maximale, donc une meilleure résistance. Elle permet aussi, la mise en place du béton avec des teneurs en eau de gâchage plus faible.

Pour obtenir un serrage satisfaisant du béton, il est nécessaire d'adapter la durée de vibration à la consistance du béton. Avec un temps de vibration insuffisant, on risque fort d'avoir un béton mal serré, de mauvaise qualité et donc de résistance moindre, par contre une vibration excessive peut provoquer une ségrégation.

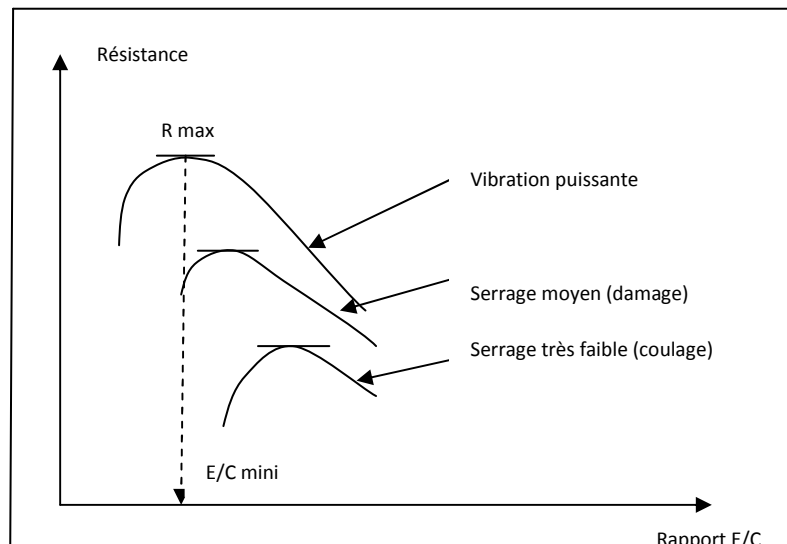


Figure III.8 Influence du mode de serrage sur les résistances et en fonction des rapports E/C [5]

On voit que tout revient à trouver, une fois que le paramètre vibration fixé, la valeur du rapport E/C donnant les plus fortes résistances mécaniques.

III.3.4. Joints de reprise: [8]

Lorsqu'une pièce ne peut, de par ses dimensions, être coulée en une seule fois, il conviendra de prévoir des joints de reprise sans les laisser se former au hasard de l'avancement du bétonnage ou d'une fin de journée. Ils ne doivent pas se présenter suivant des surfaces plus ou moins informes, mais suivant des plans disposés en principe normalement à la direction des contraintes.

Dans les volumes importants, on évitera les trop grands plans de reprise en les répartissant en plusieurs plans en escaliers (ou les deux à la fois), ils ne devront pas se présenter suivant une ligne plus ou moins sinueuse mais suivant des traces plus ou moins rectilignes.

Avant bétonnage les plans de reprise doivent être mouillés, puis autant que possible soufflés à l'air comprimé pour nettoyage et évacuation de l'eau stagnante.

III.4. Le vieillissement du béton :

Comme tous les matériaux le béton subit un vieillissement naturel, l'entretien des ouvrages en béton et donc une opération qui doit être prévue.

Chapitre IV : Modèle de calcul en flexion composée.

IV.1 Introduction:

On s'intéresse à l'étude du comportement en flexion composée d'une section en béton armé. Deux approches sont utilisées :

- Un calcul analytique dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.
- Un calcul itératif non linéaire, permettant la simulation du comportement non linéaire, jusqu'à la rupture de la section. Ce calcul nécessite l'outil informatique.

IV.2 Calcul Analytique :

On se propose d'évaluer analytiquement les moments de début de fissuration et le moment maximal à l'ELU de résistance pour une section rectangulaire de béton armé soumise à la flexion composée.

IV.2.1 Moment de Fissuration :

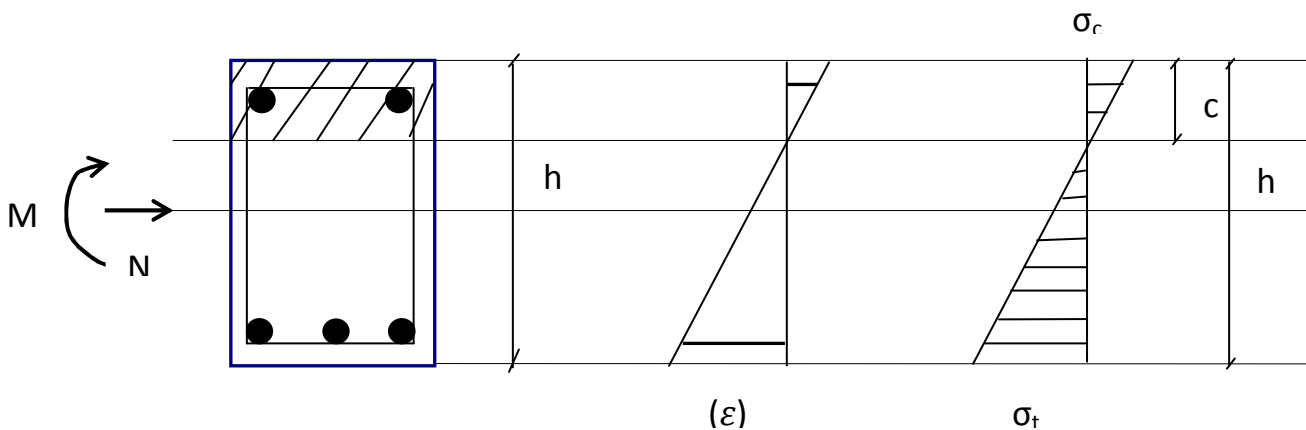


Figure IV.1 Représentation de la section en béton armé.

Avant fissuration, le comportement de la section du béton est supposé linéaire. En considérant l'équilibre de la section, la contrainte normale à l'ordonnée y du centre de gravité de la section est donnée par :

$$\sigma(y) = \frac{N}{bh} + \frac{12M}{bh^3}y \quad (\sigma < 0 \text{ en traction}) \quad \dots\dots\dots(\text{IV.1})$$

Au niveau de la fibre inférieure, la contrainte de traction est donnée par :

$$\sigma_t = \sigma\left(-\frac{h}{2}\right) = \frac{N}{bh} - \frac{6M}{bh^2} \quad \dots\dots\dots(\text{IV.2})$$

Au début de la fissuration, $\sigma_t = -f_{tj}$ d'où :

$$\frac{6M_f}{bh^2} = \frac{N}{bh} + f_{tj}$$

$$\Rightarrow M_f = \frac{h}{6}N + \frac{bh^2}{6}f_{tj} \quad \dots\dots\dots(IV.3)$$

$$\text{NB : En flexion simple } N=0 \quad \Rightarrow \quad M_f = \frac{bh^2}{6}f_{tj} . \quad \dots\dots\dots (IV.4)$$

IV.2.2 Moment maximal M_u a l'ELU :

A l'ELU, la section est fissurée et le béton tendu est négligée. L'armature tendue est plastifiée et pour le béton comprimé, en utilise le diagramme rectangle simplifié.

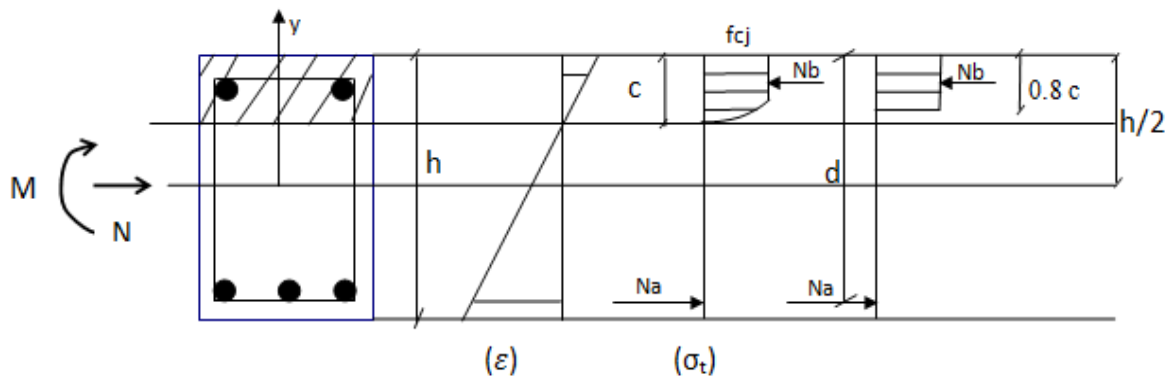


Figure IV.2 Diagramme des contraintes et déformations dans la section à ELU.

Les équations d'équilibre de la section s'écrivent :

$$\begin{cases} Nb - Na = N \\ Nb \left(\frac{h}{2} - 0,4c \right) + Na \left(d - \frac{h}{2} \right) = M_u \end{cases} \quad \dots\dots\dots (IV.5)$$

Les efforts Nb dans le béton et Na dans l'acier tendu, sont donnés par :

$$\begin{cases} Nb = 0,8 b c f_{cj} \\ Na = A f_e \end{cases}$$

Où:

b : Base de la section.

c : Hauteur comprimée.

d : Hauteur utile.

A : Section des armatures.

f_e : Nuance de l'acier, contrainte limite des aciers d'armatures.

En remplaçant N_a et N_b dans (IV.5), on déduit la valeur de la hauteur comprimée :

$$c = \frac{N + A f_e}{0,8 b f_{cj}}$$

Le moment ultime est alors :

$$M_u = 0,8 b c f_{cj} \left(\frac{h}{2} - 0,4c \right) + A f_e \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad \dots\dots\dots(IV.6)$$

Ou encore :

$$M_u = (N + A f_e) \frac{h}{2} \left[1 - \frac{N + A f_e}{b h f_{cj}} \right] + A f_e \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (IV.7)$$

Remarque :

-Le moment M_u varie linéairement en fonction de A et f_e .

- M_u augmente également avec l'augmentation de f_{cj} mais avec une relation non linéaire du type :

$$M_u = \alpha \left(1 - \frac{\beta}{f_{cj}} \right) + \gamma \quad ; \quad \alpha, \beta, \gamma \text{ Constantes}$$

IV.3 Calcul itératif non linéaire :

Pour une section de forme quelconque et en tenant compte des armatures comprimées, le calcul analytique devient fastidieux. Par ailleurs, il ne permet pas d'évaluer les déformations dans la section, afin d'obtenir la loi moment-courbure pour la section considérée. Dans ce cas, une analyse non linéaire, basé sur un calcul itératif est nécessaire.

IV.3.1 Bases de Calcul :

On admet les hypothèses des calculs suivantes:

- ✓ Flexion plane d'une section à plan moyen, chargée dans son plan et symétrique par rapport à l'axe G_Y passant par son centre géométrique.
- ✓ Conservation de la section plane après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- ✓ Absence de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- ✓ L'influence de l'effort tranchant est négligée.

On considère une section en béton armé, en équilibre sous un moment fléchissant M et un effort normal N agissant au centre géométrique G de la section.

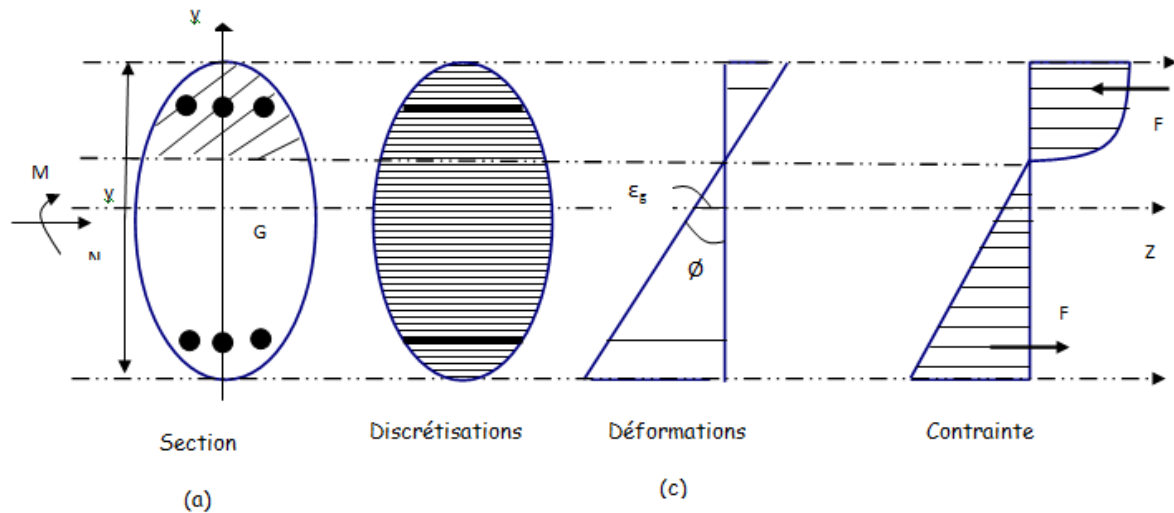


Figure IV.3 Modélisation de la section.

En tenant compte des hypothèses de calcul, les déformations dans cette section sont définies à l'aide de deux paramètres : la déformation longitudinale ε_g au niveau du centre géométrique G de la section et la courbe $\varnothing$.

La déformation longitudinale $\varepsilon(y)$, d'une fibre horizontale située à l'ordonnée y par rapport à l'axe Gz est donnée par :

$$\varepsilon = \varepsilon(y) = \varepsilon_g + \varphi \cdot y \quad \dots\dots\dots(\text{IV.8}).$$

Les efforts équilibrés par la section sont donnés par :

$$N = \int_S \sigma(y) ds$$

$$M = \int_S \sigma(y) \cdot y ds \quad \dots\dots\dots(\text{IV.9})$$

$$N = \int_S E \varepsilon(y) ds$$

$$M = \int_S E \varepsilon(y) y ds$$

Où E_s désigné le module sécant et est fonction de $\varepsilon(y)$, (Figure IV.4).

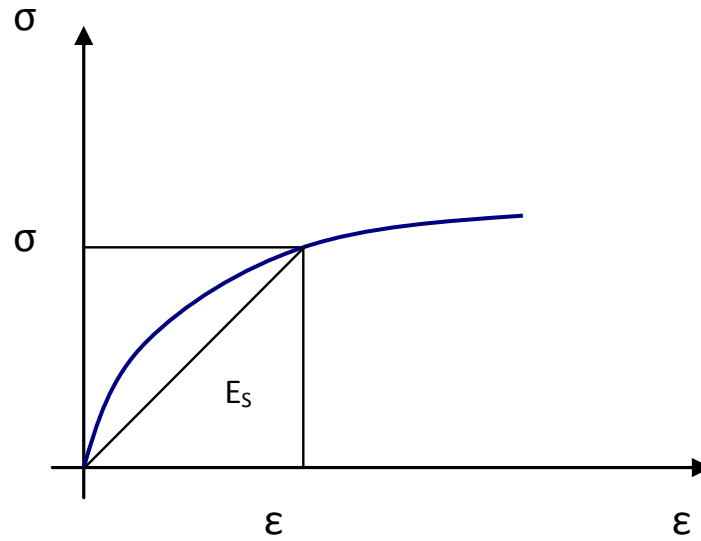


Figure IV.4 Comportement contrainte-déformation en présentant le module sécant.
En tenant compte de (IV.8), on obtient:

$$N = \int_s E_s (\varepsilon_G + \phi \cdot y) ds$$

$$M = \int_s E_s (\varepsilon_G + \phi \cdot y) y ds$$

Ou encore :

$$N = \left(\int_s E_s \cdot dS \right) \cdot \varepsilon_g + \left(\int_s E_s \cdot y \cdot dS \right) \phi$$

$$M = \left(\int_s E_s \cdot y \cdot dS \right) \cdot \varepsilon_g + \left(\int_s E_s \cdot y^2 \cdot dS \right) \phi$$

En posant :

$$\overline{EA} = \int_s E_s \cdot dS : \text{rigidité à l'effort normal (rigidité de membrane),}$$

$$\overline{ES} = \int_s E_s \cdot y \cdot dS : \text{rigidité due au couplage flexion – effort normal}$$

$$\overline{EI} = \int_s E_s \cdot y^2 \cdot dS : \text{rigidité à la flexion.}$$

La relation entre les efforts et les déformations dans la section s'écrit alors :

$$N = \overline{EA} \cdot \varepsilon_g + \overline{ES} \cdot \phi$$

$$M = \overline{ES} \cdot \varepsilon_g + \overline{EI} \cdot \phi$$

Ou encore, sous forme matricielle :

$$\begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \overline{EA} & \overline{ES} \\ \overline{ES} & \overline{EI} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_g \\ \phi \end{Bmatrix} = [K_s] \begin{Bmatrix} \varepsilon_g \\ \phi \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (IV.10)$$

$[K_s]$ est la matrice de rigidité sécante de la section,

Inversement, la relation (IV.10) s'écrit:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_g \\ \phi \end{Bmatrix} = [K^{-1}] \begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (IV.11)$$

Où :

$[K_s]$ est la matrice de rigidité inverse sécante de la section,

La matrice $[K_s]$ est inversible si $\det [K_s] = \overline{EA} \cdot \overline{EI} - \overline{ES} \cdot \overline{ES} \neq 0$

Sous les efforts N et M, les déformations ε_g et ϕ sont déterminées en utilisant un calcul itératif non linéaire. Les composantes de la matrice de rigidité $[K_s]$ sont déterminées en discrétisant la section (Figure IV.1) en nb fibres horizontales et na lits d'aciers.

$$\begin{aligned} \overline{EA} &= \sum_{i=1}^{nb} E_{bi} \Delta S_i + \sum_{j=1}^{na} E_{aj} A_j \\ \overline{ES} &= \sum_{i=1}^{nb} E_{bi} \cdot y_{bi} \cdot \Delta S_i + \sum_{j=1}^{na} E_{aj} \cdot y_{aj} \cdot A_j \end{aligned} \dots\dots\dots (IV.12)$$

$$\overline{EI} = \sum_{i=1}^{nb} E_{bi} \cdot y_{bi}^2 \cdot \Delta S_i + \sum_{j=1}^{na} E_{aj} \cdot y_{aj}^2 \cdot A_j$$

IV.3.2 Modélisation du comportement des matériaux :

IV.3.2.1 Modélisation du béton en compression :

En général, le comportement du béton comprimé est décrit par la loi de SARGIN [13].

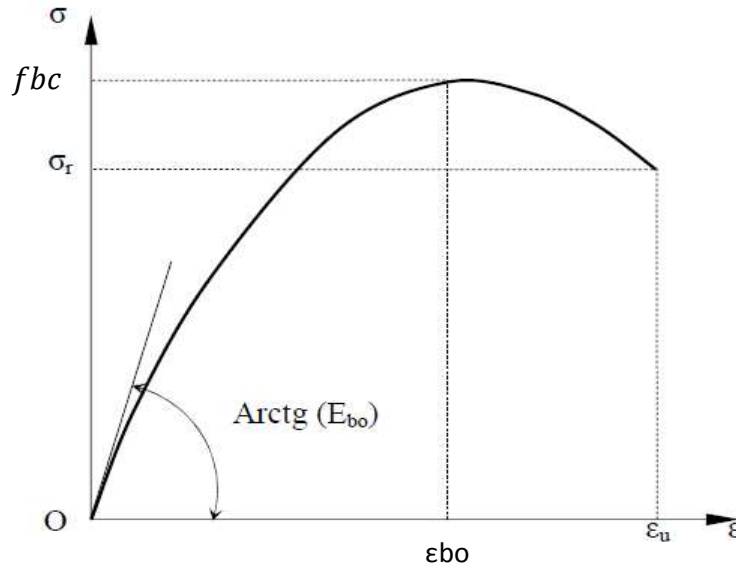


Fig. IV.5 Comportement du béton en compression selon SARGIN [13]

$$\frac{\sigma_b}{f_{bc}} = \frac{k \cdot \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bo}}\right) + (k' - 1) \cdot \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bo}}\right)^2}{1 + (k - 2) \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bo}}\right) + k' \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bo}}\right)^2} \quad \dots\dots\dots \text{IV.13}$$

f_{bc} : Résistance à la compression du béton.

ϵ_{bo} : Déformation du pic correspondant à f_{bc} .

k et k' : Paramètres du modèle.

Le paramètre k est donnée par :

$$k = E_{b0} \left(\frac{\epsilon_{bo}}{f_{bc}} \right)$$

Ou E_{b0} représente le module d'élasticité initiale du béton. La loi parabole rectangle est obtenue pour $k=2$ et $k'=0$

$$\frac{\sigma_b}{f_{bc}} = \left[2 \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bo}} \right) - \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bo}} \right)^2 \right]$$

On utilisera cette loi pour un béton ordinaire pour un B.H.P, on retient la valeur $k'=0$, qui correspond a des bétons fragiles avec une branche descendante brutale. La loi de Sargin devient :

$$\frac{\sigma_b}{fbc} = \frac{k \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b0}} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b0}} \right)^2}{1 + (k - 2) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b0}} \right)}$$

IV.3.2.2 Modélisation du béton en traction :

La formulation de Grelat [14] consiste à attribuer une distribution triangulaire fictive des contraintes dans la zone tendue fissurée de la section transversale (Figure IV.6).

Au delà du pic la contrainte du béton au niveau de l'armature la plus tendue décroît paraboliquement jusqu'à s'annuler complètement lorsque l'armature est plastifiée. Ceci suppose que la contribution du béton tendu entre les fissures disparaît après la plastification des aciers. Ce modèle s'exprime comme suit :

$$\text{Après fissuration : } \sigma_t = f_{tj} \left(\frac{\varepsilon_y - \varepsilon_i}{\varepsilon_y - \varepsilon_{ct}} \right)^2$$

ε_i = déformation du béton au niveau de l'armature la plus tendue.

σ_t = contrainte dans la béton au niveau de l'armature la plus tendue.

ε_y = déformation correspondant à la plastification de acier. le plus tendu

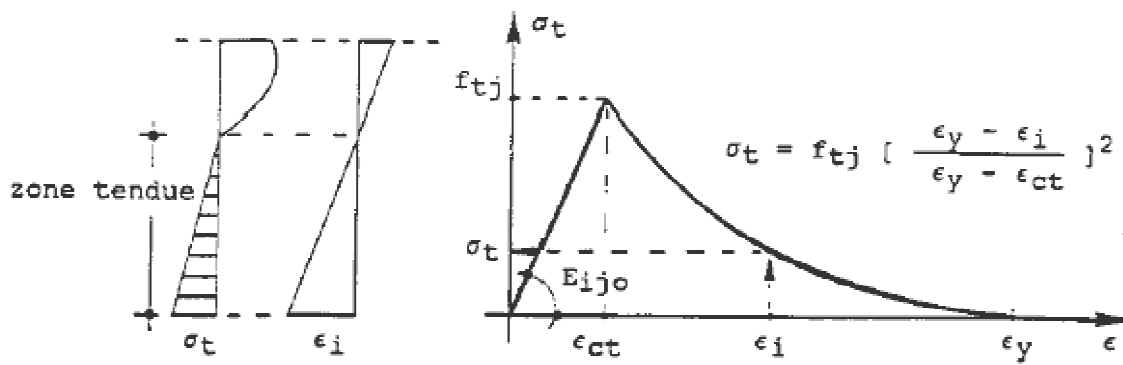


Figure IV.6 Loi de comportement fictive de Grelat [14].

IVSS.3.2. 3 Modélisation du comportement des aciers :

On utilise le modèle élasto-plastique parfait :

$$\sigma_s = E_a \varepsilon \quad \text{si } \varepsilon \leq f_e / E_a$$

$$\sigma_s = f_e \quad \text{si } \varepsilon > f_e / E_a$$

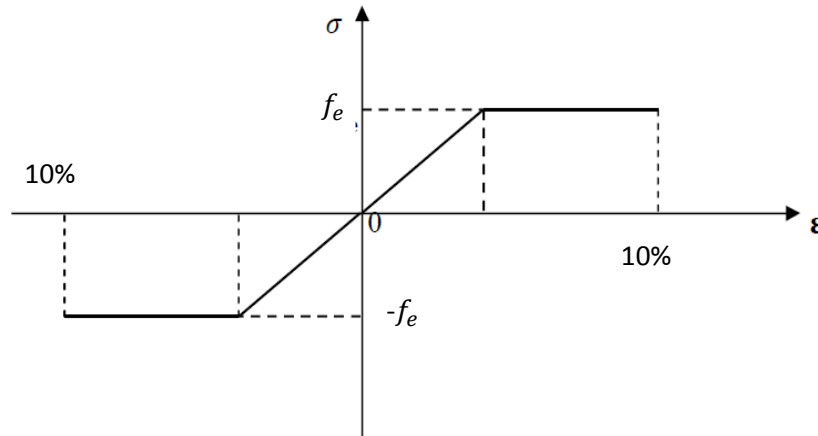


Figure IV.7 Modèle élasto-plastique des aciers.

IV.3.3 Méthode de résolution non linéaire :

En élasticité non linéaire, on peut calculer les efforts (N, M) développés dans la section pour des déformations ($\varepsilon_g, \varnothing$) données. Le calcul inverse, c'est-à-dire la détermination des déformations à partir des efforts n'est pas possible par une méthode directe. On doit, dans ce cas, utiliser une méthode de calcul itérative [14].

Initialement, on considère l'état d'équilibre de la section sous de faibles valeurs des efforts N et M. On démarre, alors, les calculs en considérant un comportement élastique linéaire. Dans ce cas les déformations ($\varepsilon_g, \varnothing$) correspondants sont données par l'expression (IV.11) en considérant $[K_s]$ initiale.

Sous un incrément ($\Delta N, \Delta M$) des efforts, l'accroissement des déformations ($\Delta \varepsilon_g, \Delta \varnothing$) dans la section est recherché par la méthode des substitutions successives utilisant les méthodes matrices de rigidité sécantes.

La méthode de résolution non linéaire s'effectue selon l'algorithme suivant :

- 1- soit l'étape stable $j-1$, correspondant aux effort $< N, M >^{j-1}$ et les déformations $< \varepsilon_g, \varnothing >^{j-1}$.

2- Incrémentation des efforts :

$$2.1- \begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix}^j = \begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix}^{j-1} + \begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{Bmatrix}$$

2.2- On démarre le compteur des itérations **i=1**

2- Evaluation de la section matrice de rigidité sécante de la section en fonction de la section de l'étape précédente j-1

$$[K_s]^i = [K_s(\varepsilon_g, \phi)^{j-1}]$$

3- Résolution du système d'équilibre

$$[K_s]^i \begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_g \\ \Delta \phi \end{Bmatrix}^i = \begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{Bmatrix}^i$$

4- Cumul des déformations

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_g \\ \phi \end{Bmatrix}^i = \begin{Bmatrix} \varepsilon_g \\ \phi \end{Bmatrix}^{j-1} + \begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_g \\ \Delta \phi \end{Bmatrix}^i$$

5- Calcul des efforts équilibrés par la section :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_g \\ \phi \end{Bmatrix}^i \rightarrow \begin{Bmatrix} N_R \\ M_R \end{Bmatrix}^i$$

6- Test de convergence sur les efforts non équilibrés

- Si convergence, l'étape j actuelle est stable (équilibrée) ; passer à l'incrément de charge suivante : $j \rightarrow j+1$ et revenir à l'étape (2).
- Sinon, passer à l'itération suivante : $i \rightarrow i+1$ et revenir à l'étape (3).

- Si au bout d'un certain nombre d'itérations fixé auparavant, la convergence n'est pas obtenue, la section ne peut être équilibrée et le calcul est arrêté.

Le programme SECTNOL (analyse d'une **SECT**ion en **NO**n Linéaire jusqu'à rupture) permet la simulation du comportement instantané, jusqu'à la rupture, d'une section quelconque en béton armé soumise à la flexion composée. Il permet d'effectuer le calcul selon trois options :

a- Calcul moment- courbure ($M - \emptyset$) :

La section est soumise à un effort normal **N** fixe et à un moment fléchissant **M** croissant jusqu'à la rupture.

b- Calcul effort normal- déformation longitudinal ($N - \varepsilon_g$) :

La section est soumise à un moment fléchissant **M** fixe et à un effort normal **N** croissant jusqu'à la rupture.

c- Calcul de la section sous un effort normal **N** et un moment fléchissant **M** croissant en même temps, jusqu'à la rupture, tels que l'excentricité $e = \frac{M}{N}$ reste constante.

Ce programme est présenté en détail dans l'annexe.

Chapitre V : Etude paramétrique et comparative : Influence de la variation de la résistance du béton et du pourcentage des aciers sur le comportement d'une section en béton armé.

V.1 Introduction :

Dans ce chapitre, on s'intéresse à deux paramètres essentiels dans le fonctionnement et le comportement des éléments en béton armé.

- La résistance caractéristique du béton en compression f_{cj} .
- Le pourcentage des armatures A .

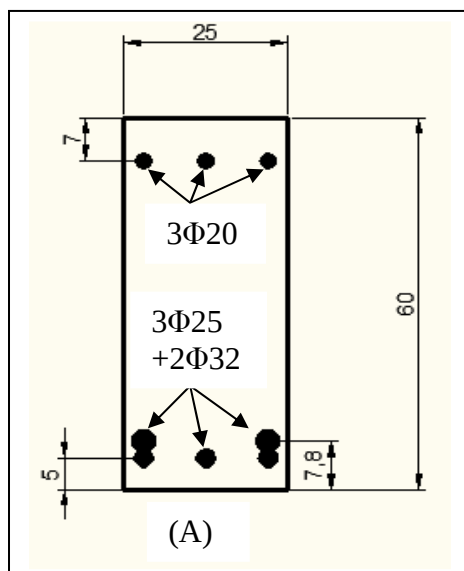
Dans ce qui suit, on se propose d'évaluer, par le calcul, l'effet de la variation de ces paramètres (diminution relative) sur la résistance et la ductilité d'une section en béton armé en flexion simple ou composée. Ceci permet de représenter le comportement moyen d'une zone fléchie d'un élément poutre ou d'un élément poteau en béton armé.

On considèrera le cas d'un béton ordinaire ($f_{cj}=25$ MPa) et le cas d'un béton haute performance BHP ($f_{cj}=50$ MPa).

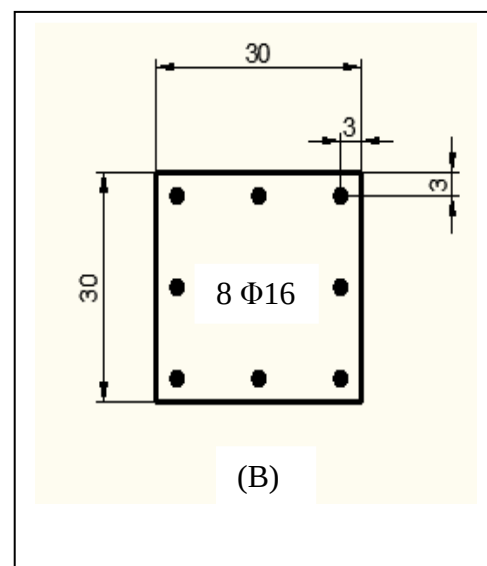
Une étude comparative et paramétrique est réalisée ci-après. Les calculs sont effectués à l'aide du logiciel SETNOL (voir annexe A).

V.2 Présentation des sections étudiées :

On considère deux cas d'exemple. Une section rectangulaire en béton armé, (Exemple tiré de l'exercice 9 p110 de l'ouvrage « exercice de BA » de pierre charon édition Eyrols 1982) soumise à la en flexion simple figure V.1 (A), et une section carrée d'un poteau d'un même matériau sollicité en flexion composée figure V.1 (B).



Flexion simple



Flexion composée

Figure .V.1 Section en béton armé

Les caractéristiques des matériaux sont:

1) Caractéristiques mécaniques :

A) le béton :

- Le béton ordinaire : $f_{c28}=25$ MPa.
- Le béton a haute performance (BHP) : $f_{c28}=50$ MPa.
- La résistance caractéristique du béton a la traction : $f_{t28}=0.6+0.06 f_{c28}$.
- $E_{b0}=11000(f_{c28})^{1/3}$.
- $\varepsilon_{b0}=2\text{‰} = 0.002$.
- $\varepsilon_{bu}=3.5\text{‰}= 0.0035$.

B) L'Acier: (feE400)

- $F_e=400$ MPa.
- $\varepsilon_{su}=10\text{‰}= 0.01$.

C) pourcentage du ferrailage :

- section A :

- $A=2\Phi32+3 \Phi25=30.81\text{cm}^2$ (disposés en 2 nappes).
- $A'=3 \Phi20=9.42\text{cm}^2$.

- section B :

- $A=3 \Phi16 = 6.03 \text{ cm}^2$.
- $A'=2 \Phi16 =4.02 \text{ cm}^2$.
- $A''=3 \Phi16=6.03 \text{ cm}^2$.
-

Pour le cas de la flexion composée (section B), l'effort normal appliqué est $N=250$ KN., correspondant à une contrainte normale de compression $\sigma_0= 2.77$ MPa.

V.3 Variation de la résistance caractéristique du béton :

Le comportement non linéaire, jusqu'à la rupture, d'une section fléchie en béton armé est représenté Par des courbes moment-courbure ($M- \Phi$), obtenu par simulation numérique à l'aide du logiciel SECTNOL.

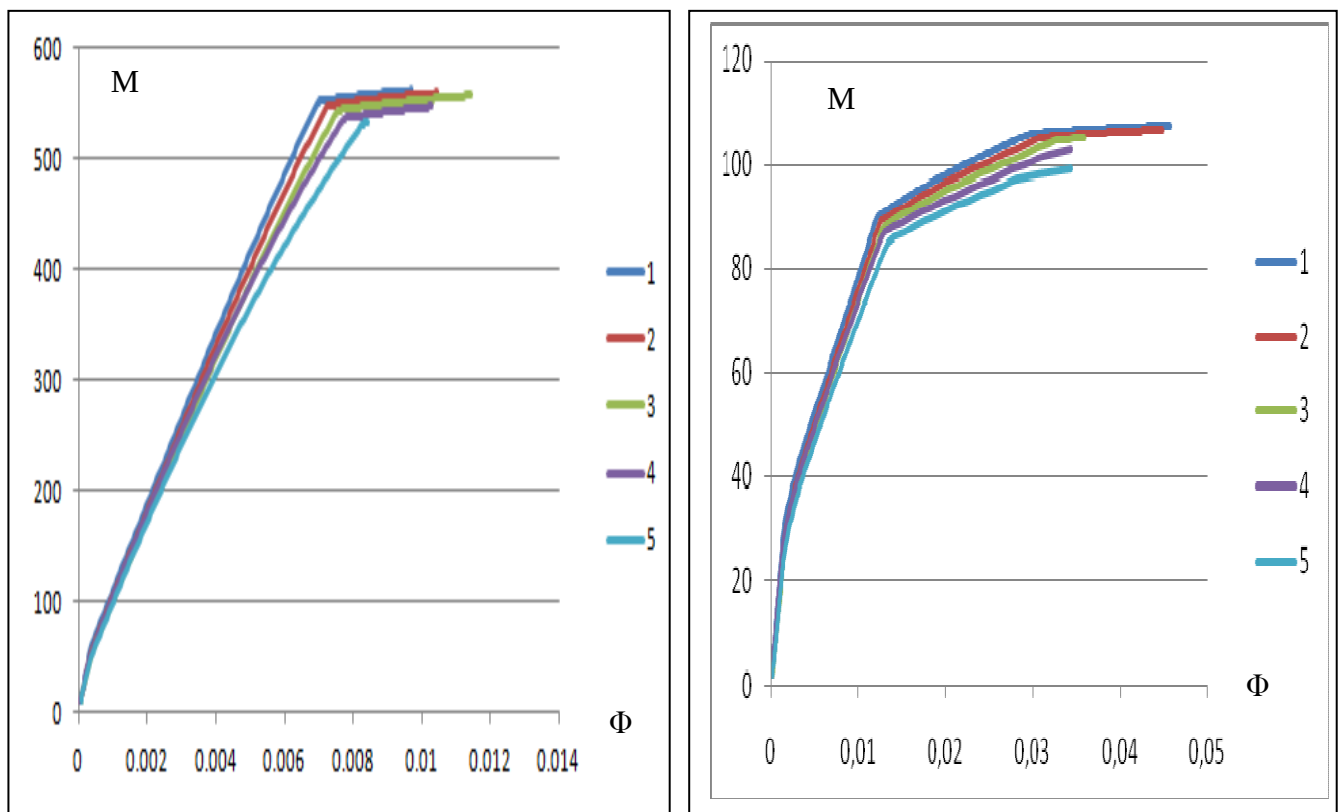
V.3.1 Cas d'un béton ordinaire :

Pour un béton ordinaire, on a utilisé une valeur de référence $f_{cj}= 25$ MPa. Les calculs sont ensuite effectués en considérant des valeurs décroissantes de f_{cj} , représentant une diminution relative $\Delta f_{cj}/f_{cj}$ allant de 0 à 40%, (Tableau V.1).

N° calcul	$\Delta f_{cj}/f_{cj}$	α	αf_{cj} (MPa)
1	0	1	25
2	10	0.9	22.5
3	20	0.8	20
4	30	0.7	17.5
5	40	0.6	16

Tableau V.1 : diminution relative $\Delta f_{cj}/f_{cj}$.

La figure V.2 Présente les courbes moment–courbure obtenues à l’issu des calculs.

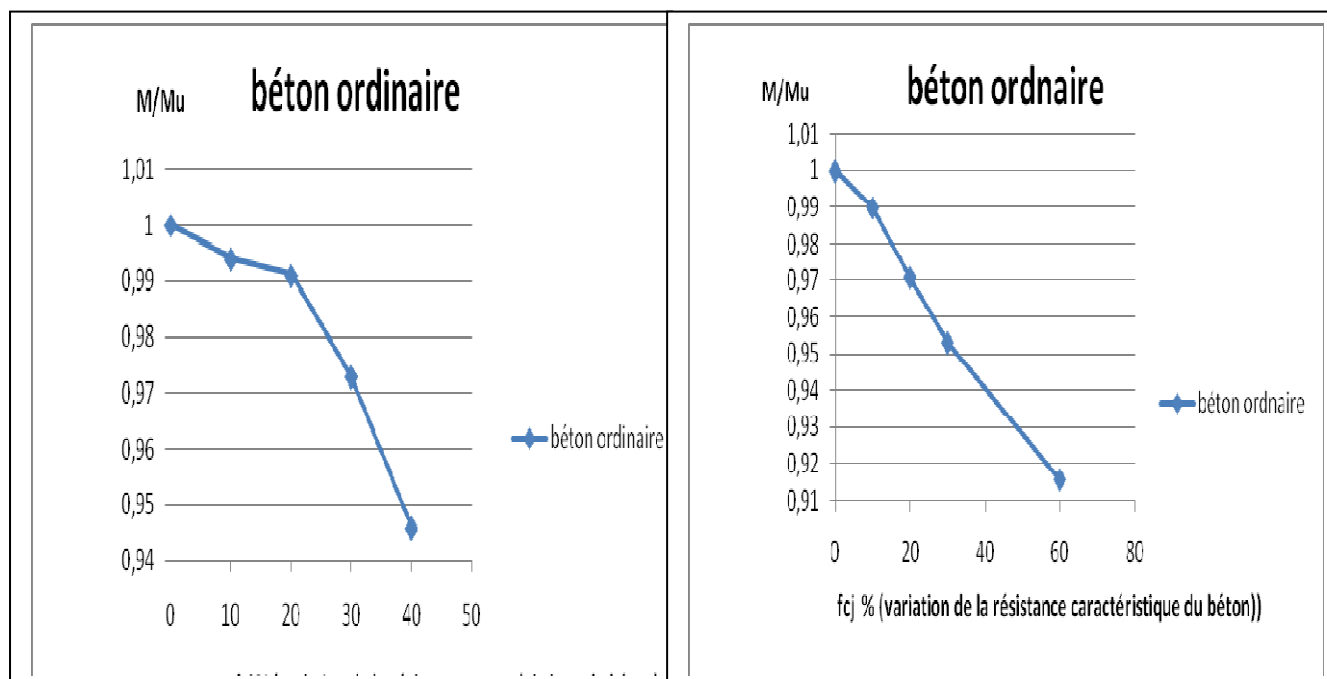


(A) flexion simple.

(B) flexion composée.

Figure V.2 Variation du moment(M_u) en fonction de la variation de la résistance caractéristique du béton ordinaire f_{cj} .

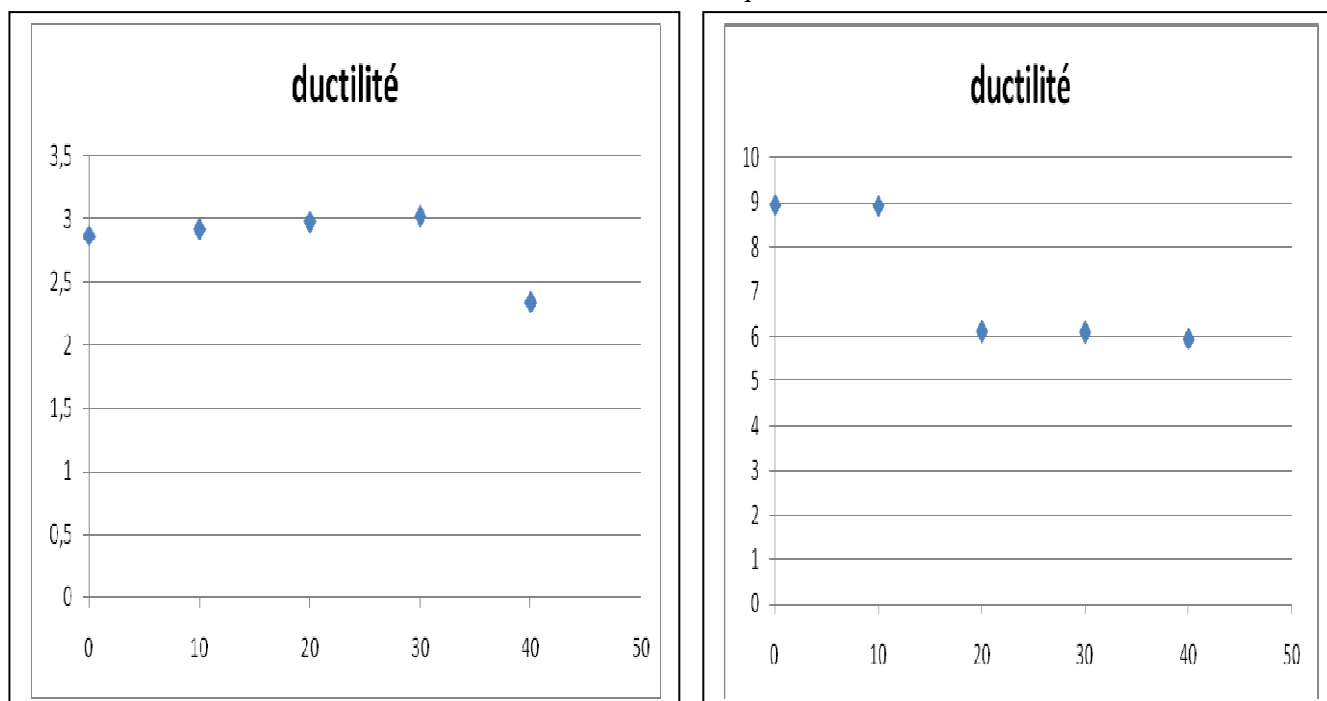
La figure V.3 présente la variation (M/M_u) de la résistance ultime des sections étudiées en fonction de la variation de la résistance caractéristique du béton. Ceci, en notant M_u la valeur du moment ultime obtenu par la valeur de référence $f_{cj}=25\text{MPa}$. C'est-à-dire pour $\alpha=1$.



(A) Flexion simple.

(B) Flexion composée.

Figure V.3 Variation du rapport (M/M_u) en fonction de la diminution relative de la résistance caractéristique du béton.



(A) Flexion simple.

(B) Flexion composée.

Figure V.4 Influence de la variation relative de la résistance caractéristique du béton ordinaire sur la ductilité.

La figure V.4 présente la variation de la ductilité $\mu = \Phi_u / \Phi_e$ en fonction de la variation de la résistance caractéristique.

A partir de ces figures, on peut faire les constatations suivantes :

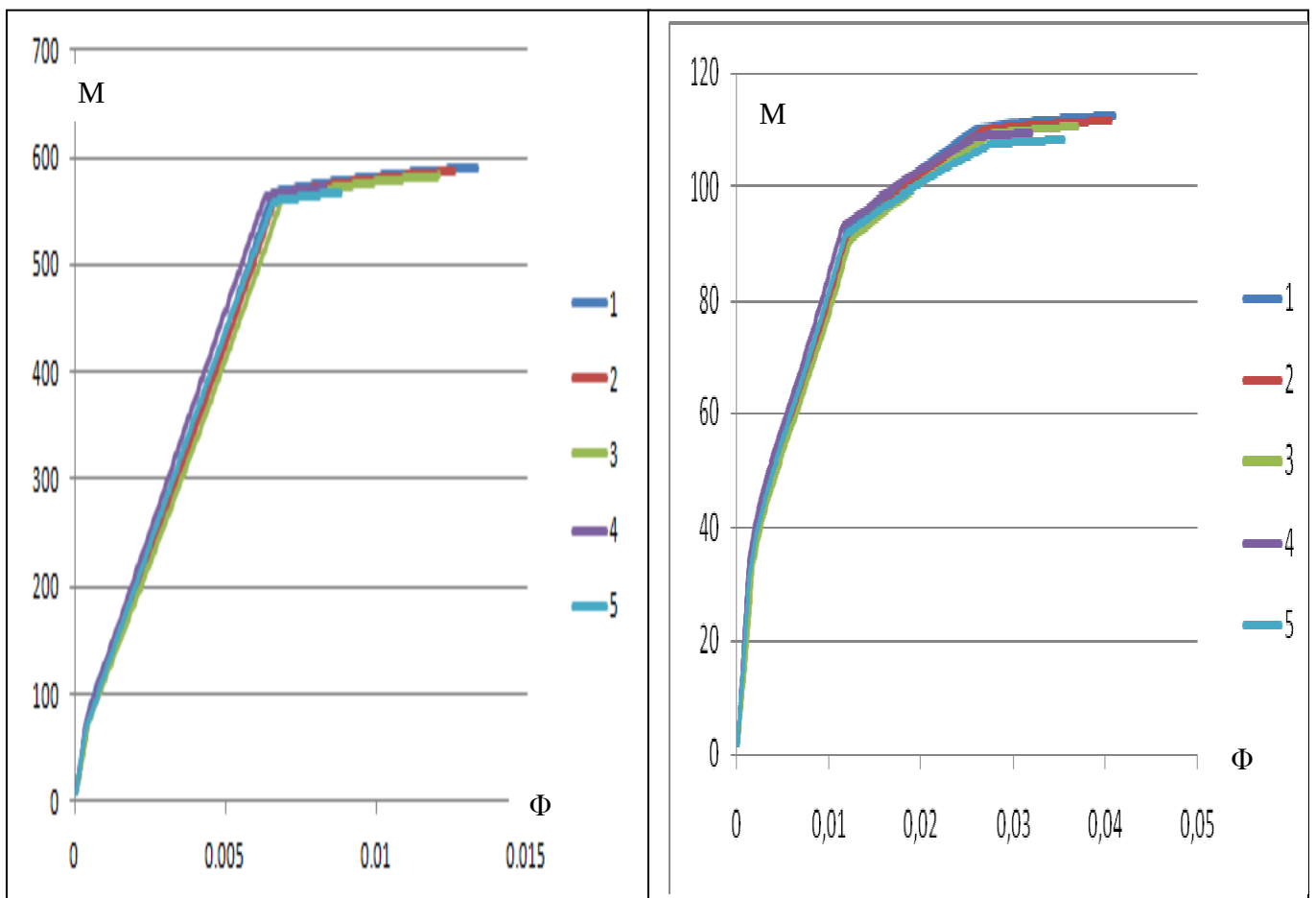
- En flexion simple, la diminution relative de la résistance f_{cj} lorsqu'elle est inférieure à 20%, semble avoir peu d'influence sur la résistance ultime de la section ($\Delta M / M_u < 1\%$).
- Cette diminution de la résistance ultime devient plus importante dans le cas de la flexion composée.
- En flexion simple, la ductilité semble augmenter légèrement avec la diminution de f_{cj} .
- En flexion composée, on constate une diminution brusque de la ductilité pour $\Delta f_{cj} / f_{cj}$ variant de 10 à 20%.

V.3.2 Cas d'un béton à haute performance (BHP) :

Dans ce cas, on utilise une valeur de référence $f_{cj}=50\text{MPa}$ pour les simulations numériques. Les résultats des calculs sont présentés dans les figures V.5, V.6, V.7.

A partir de ces figures, on peut faire pratiquement les mêmes constatations que pour le cas du béton ordinaire concernant la résistance ultime.

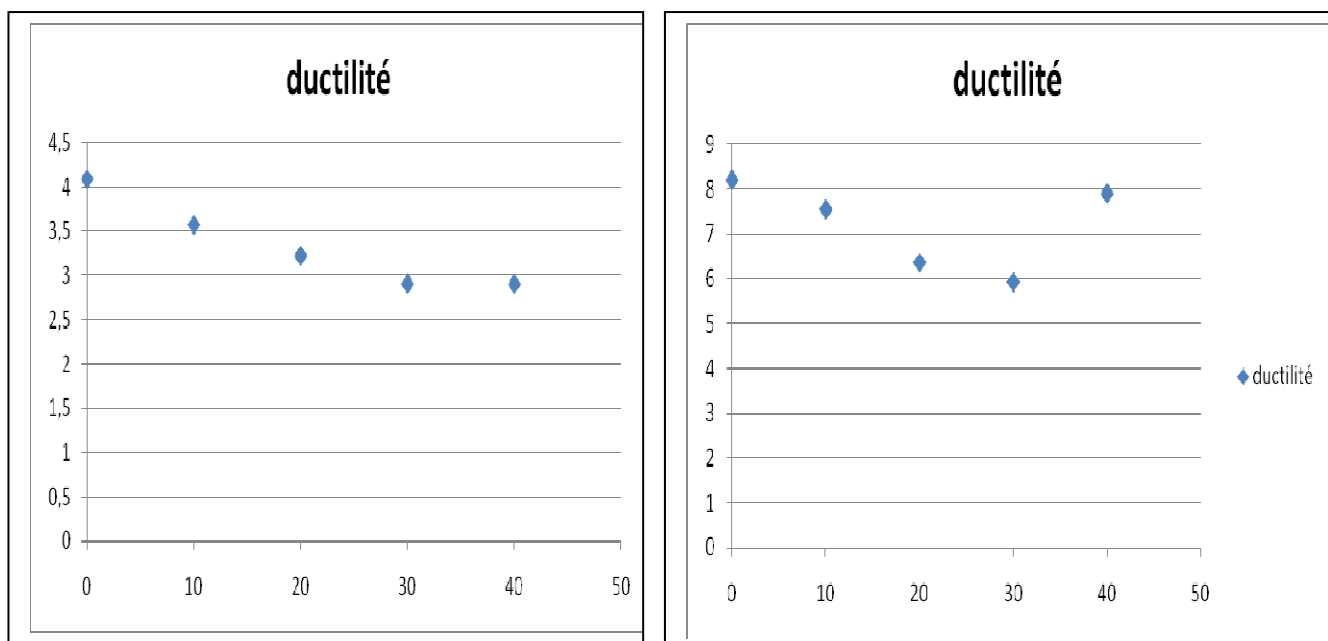
Par contre il semble que la ductilité diminue sensiblement avec la diminution de la résistance f_{cj} (figure V.6(A) et (B).)



(A) Flexion simple.

(B) Flexion composée.

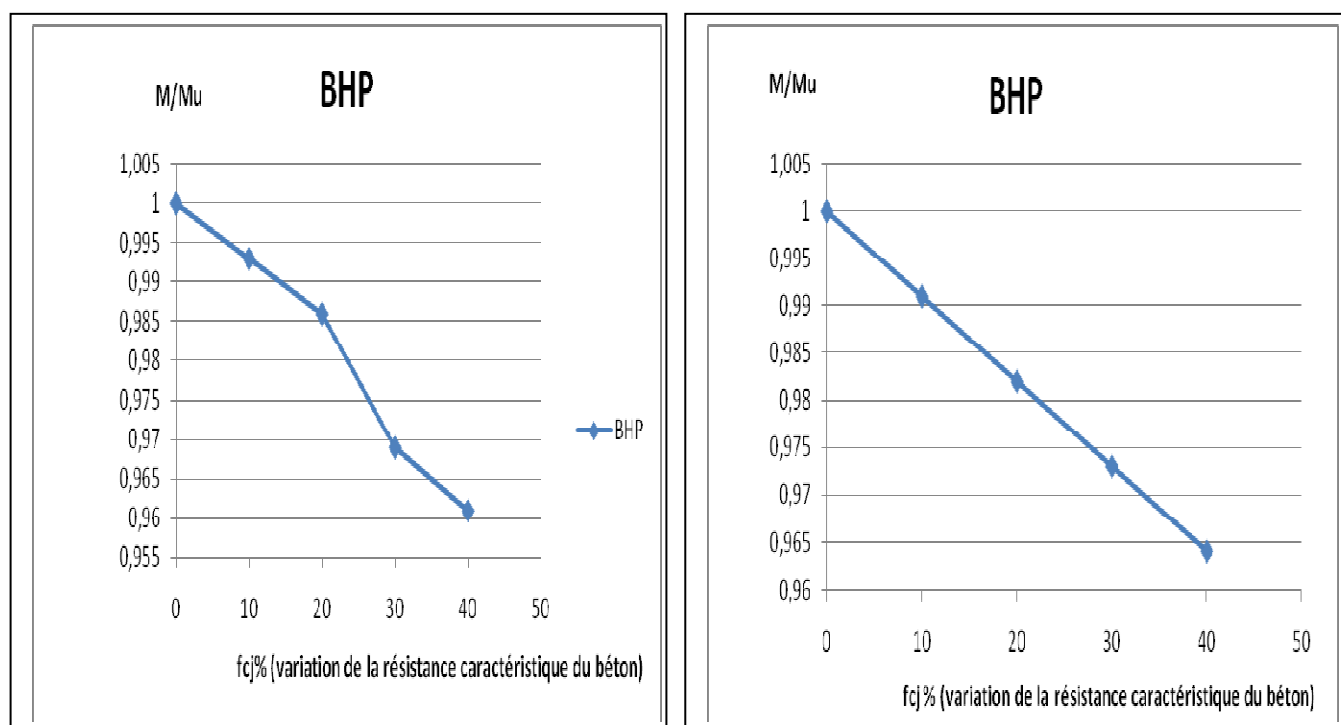
Figure V.5 Variation du moment (M_u) en fonction de la variation de la résistance caractéristique du béton à haute performance f_{cj} .



(A) Flexion simple.

(B) Flexion composée.

Figure V.6 Influence de la variation relative de la résistance caractéristique du béton à haute performance sur la ductilité.

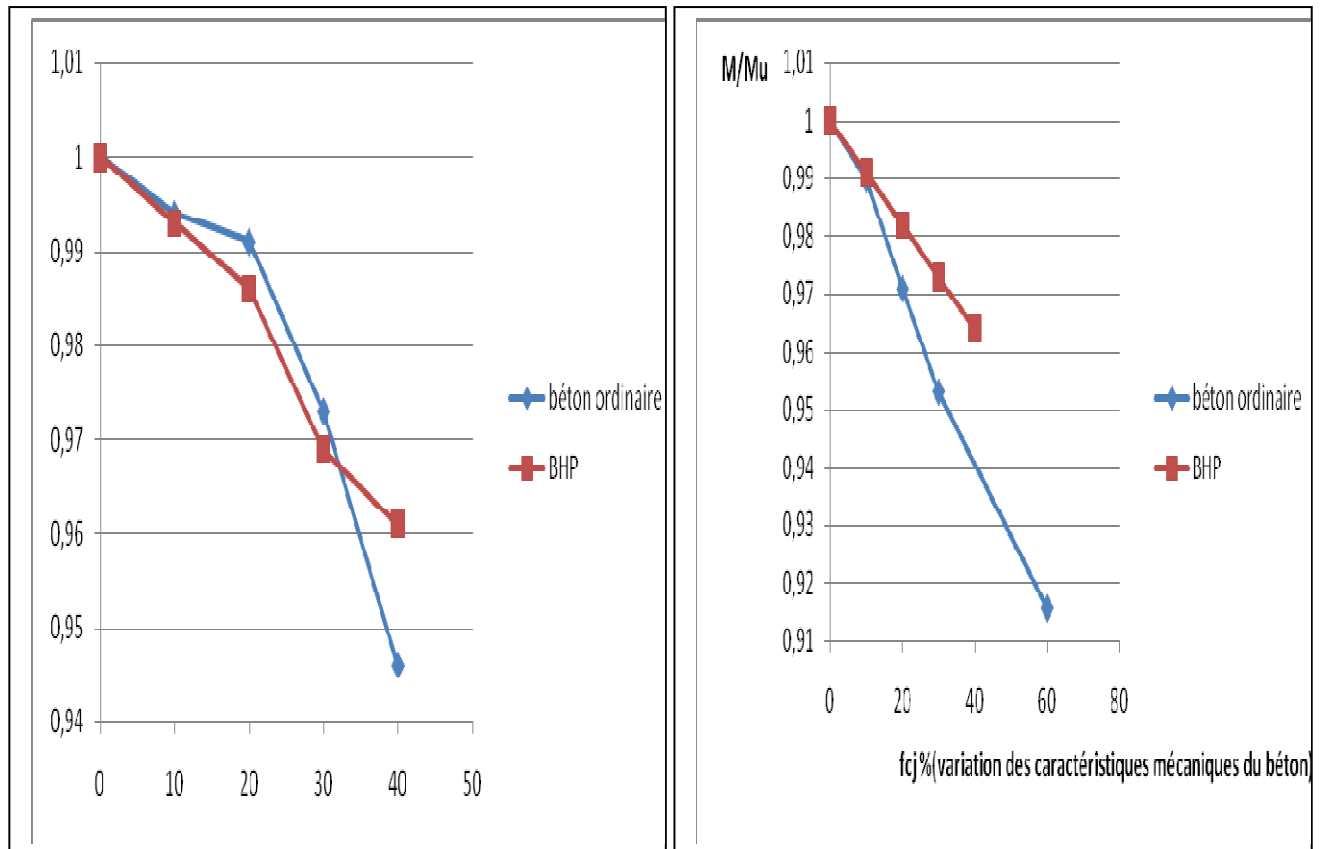


(A) Flexion simple.

(B) Flexion composée.

Figure V.7 Variation du rapport (M/M_u) en fonction de la diminution relative de la résistance caractéristique du béton.

V.3.3 Superposition des courbes, béton ordinaire et béton à haute performance :



(A) Flexion simple.

(B) Flexion composée.

Figure V.8 Variation du rapport (M/M_u) en fonction de la diminution relative de la résistance caractéristique du béton f_{cj} .

Constatations :

- En flexion simple, on constate pratiquement la même influence de la diminution de la résistance f_{cj} sur la résistance de la section en béton ordinaire ou en BHP (figure V.8(A)).
- En flexion composée, l'influence de la diminution de f_{cj} sur la résistance de la section paraît nettement plus importante dans le cas d'un béton ordinaire (figure V.8(B)).

V.4 Variation de la section d'acier / pourcentage d'armature :

Dans cette partie, on s'est intéressé à l'influence de la variation du pourcentage d'armature sur la ductilité de la section en flexion simple ou composée. Les résultats des calculs sont présentés dans les figures V.9, V.10 et V.11 pour le cas d'un béton ordinaire et sur les figures V.10, V.11 et V.14 pour le cas d'un BHP.

V.4.1 Cas d'un béton ordinaire :

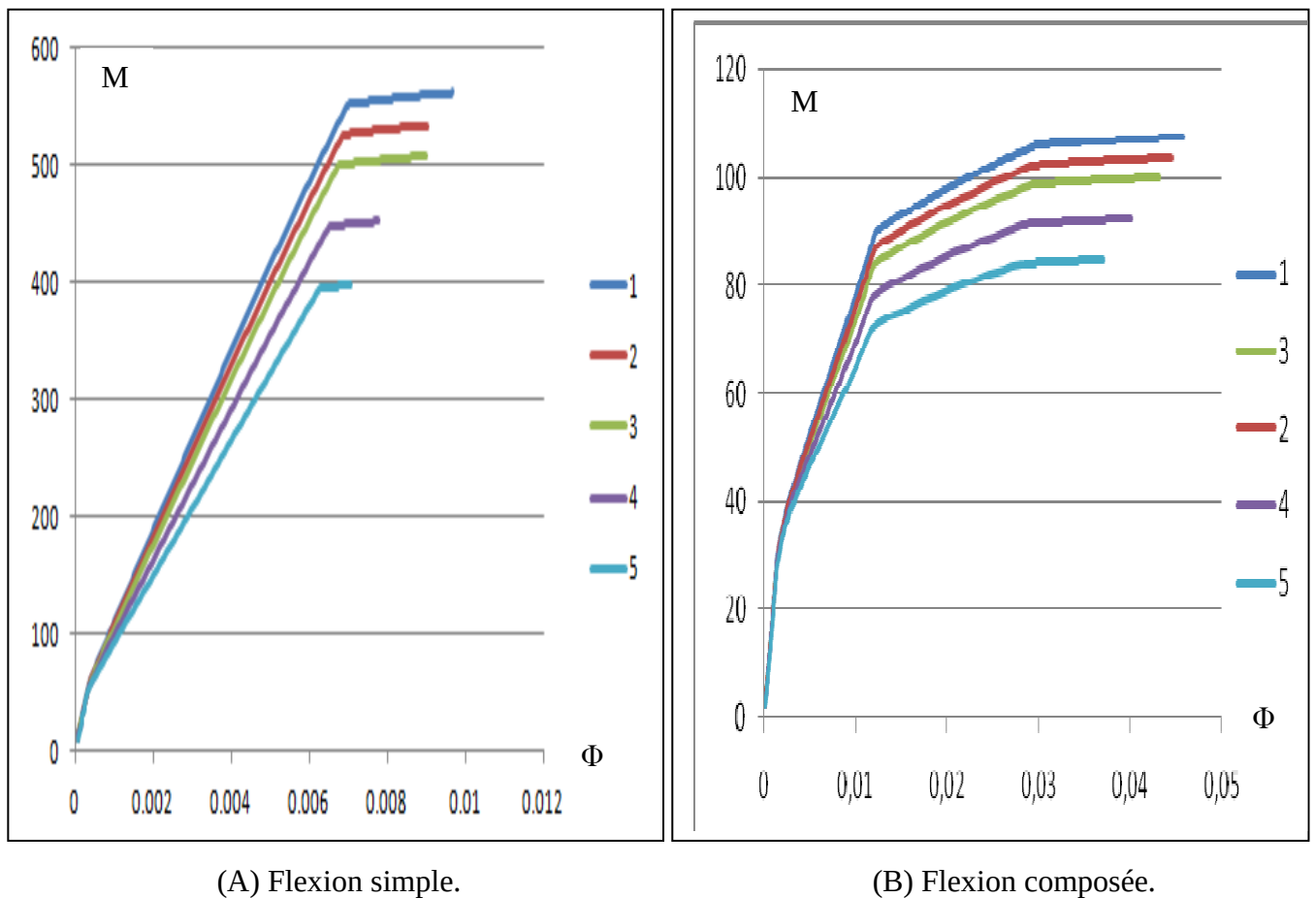
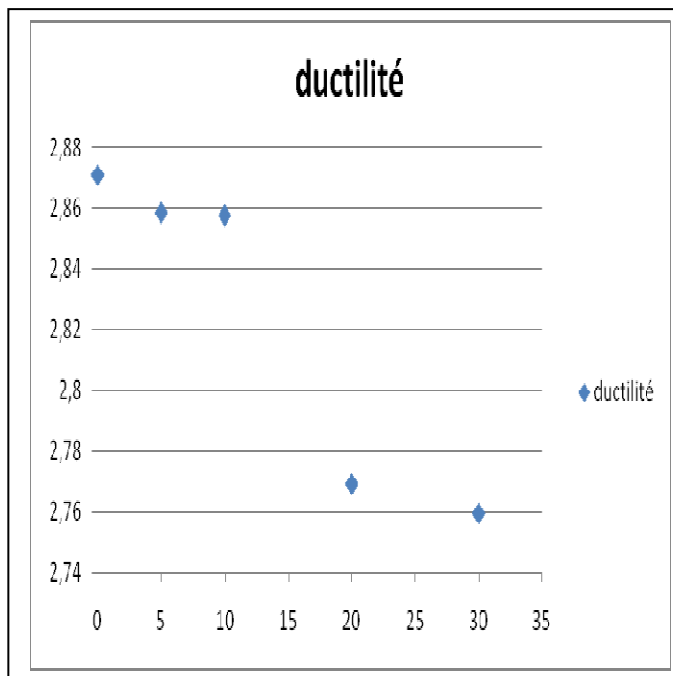
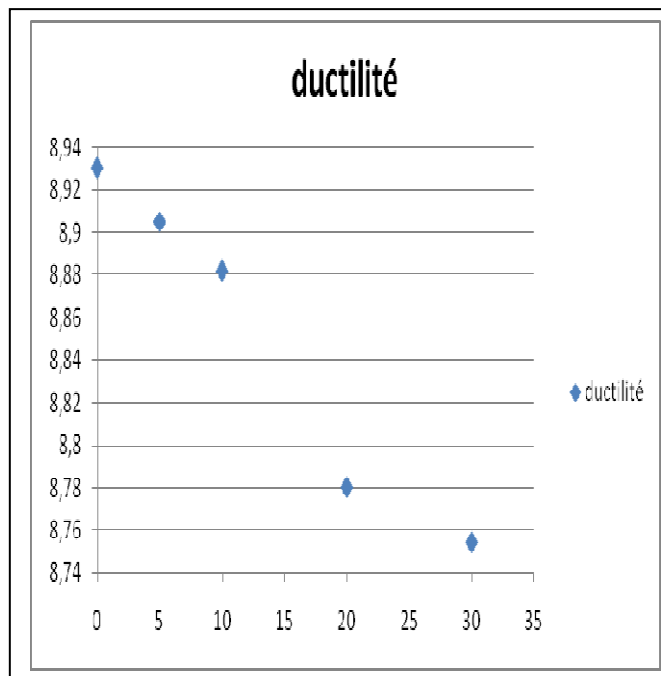


Figure V.9 Variation du moment (M_u) en fonction de la variation du pourcentage d'armature dans le cas d'un béton ordinaire.

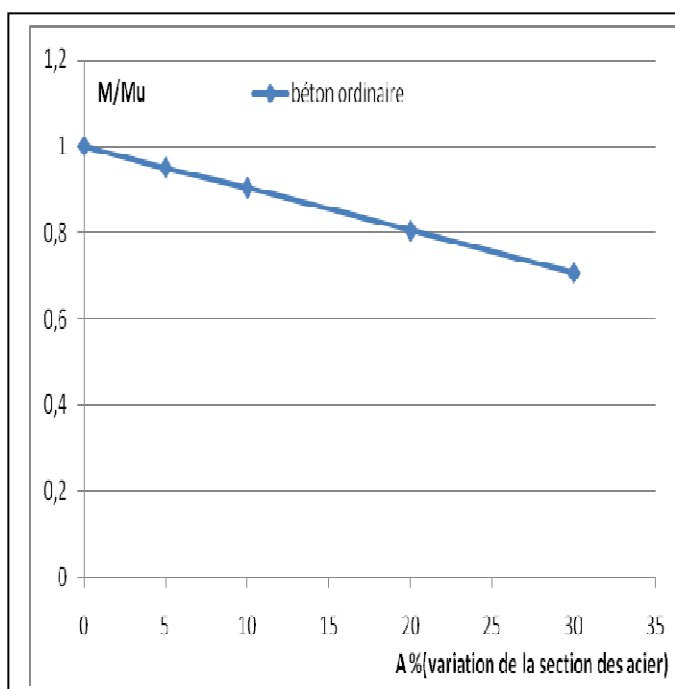


(A) Flexion simple.

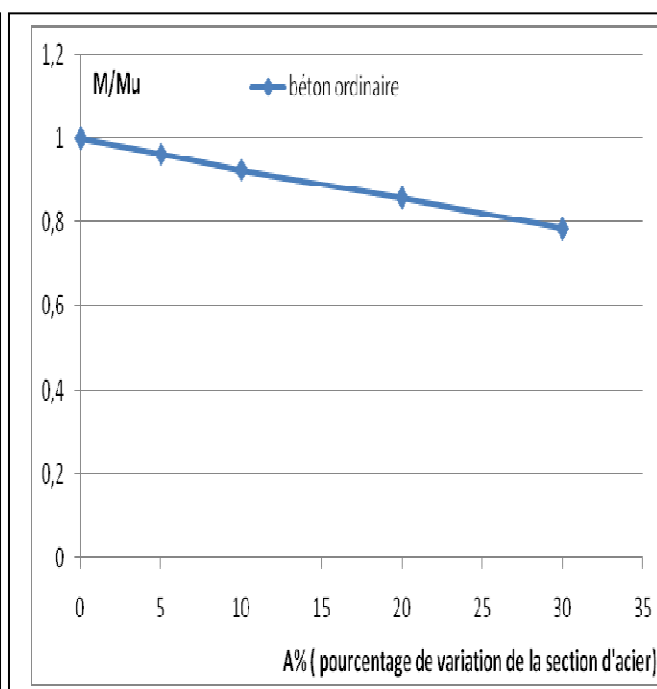


(B) Flexion composée.

Figure V.10 Influence de la variation relative de la section d'acier sur la ductilité.



(A) Flexion simple.



(B) Flexion composée.

Figure V.11 Variation du rapport (M/M_u) en fonction de la diminution relative de la section d'acier dans le cas d'un béton ordinaire.

V.4.2 Cas d'un béton à haute performance (BHP) :

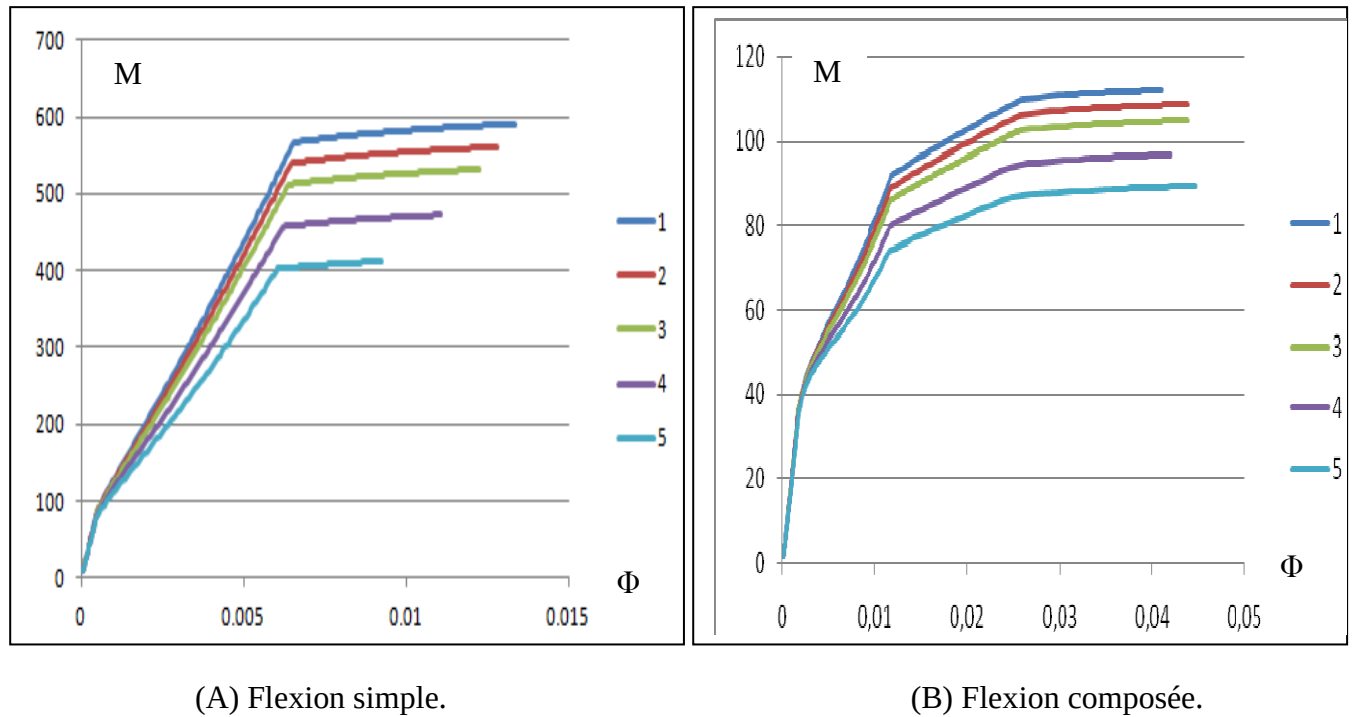
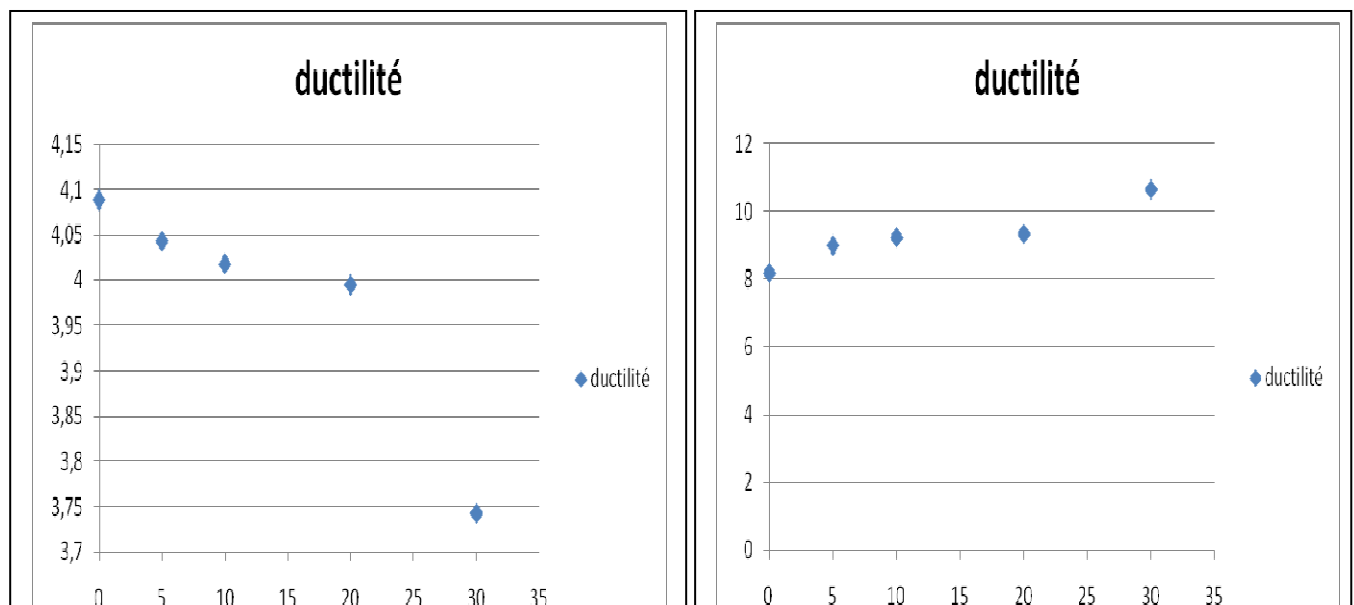


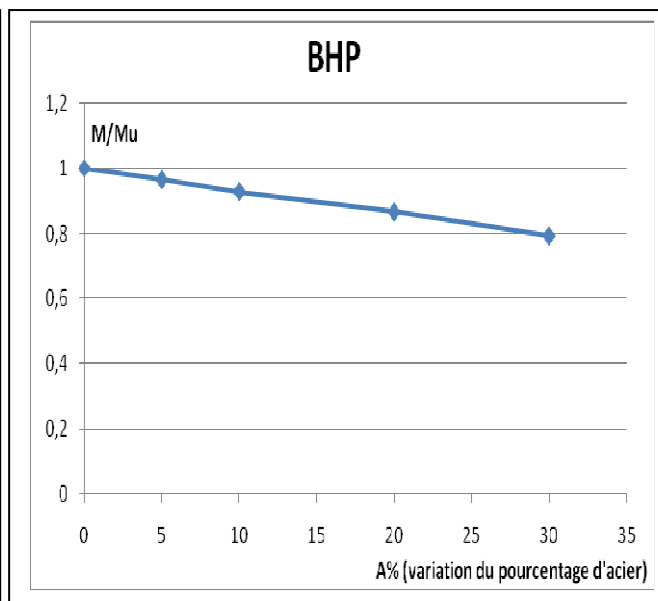
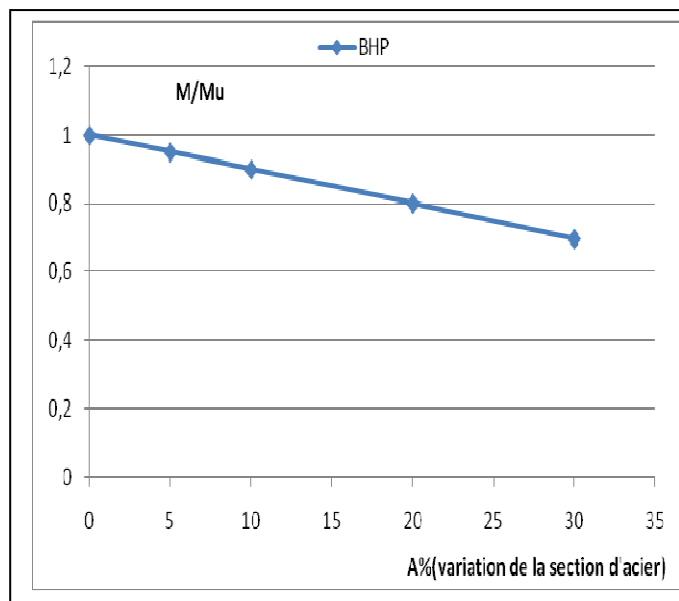
Figure V.12 Variation du moment (M_u) en fonction de la variation de la section de l'acier dans le cas d'un béton à haute performance.



(A) Flexion simple.

(B) Flexion composée.

Figure V.13 Influence de la variation relative de la section d'acier sur la ductilité.

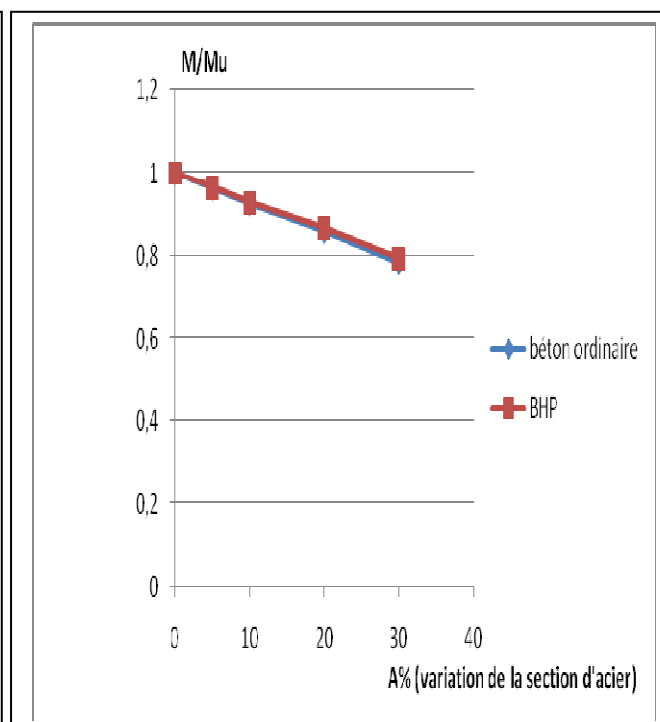
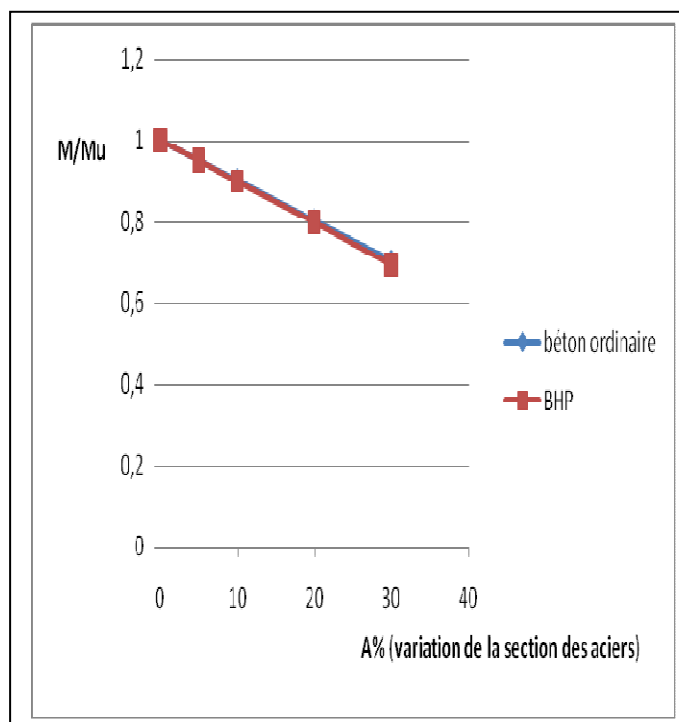


(A) Flexion simple.

(B) Flexion composée.

Figure V.14 Variation du rapport (M/Mu) en fonction de la diminution relative de la section d'acier dans le cas d'un béton ordinaire.

V.4.3 Superposition des courbes, béton ordinaire et béton à haute performance :



(A) Flexion simple.

(B) Flexion composée.

Figure V.15 Variation du rapport (M/M_u) en fonction de la diminution relative de la section d'acier A.

Constatations :

- La résistance de la section diminue avec la diminution du pourcentage d'armatures. Cette diminution est plus accentuée en flexion simple. En effet une diminution de l'ordre 30% du pourcentage provoque une diminution de 30% de la résistance de la section en flexion simple et de 20% en flexion composée.
- Pour le BHP la ductilité semble augmenter légèrement lorsque le pourcentage d'armature diminue.
- Les mêmes allures des courbes sont obtenues pour le béton ordinaire et le BHP.

V.5 Conclusions :

- Il est évidant que toute diminution de la résistance caractéristique du béton ou du pourcentage d'armatures influe sur la capacité portante et la ductilité d'une section fléchie représentant une zone de poutre ou de poteau en béton armé.
- Les calculs montrent que cette influence est plus accentuée dans le cas de la zone de poutre soumise à la flexion simple.
- Par ailleurs, il semble que lorsque la variation de la résistance caractéristique du béton ne dépasse pas les 10%, elle a peu d'influence sur la capacité portante et la ductilité (variation de l'ordre de 10%).
- Par contre toute diminution du pourcentage d'armatures provoque une chute sensible de la capacité portante de section en béton armé.
- Ces variations de la résistance du béton et du pourcentage des armatures ont des effets semblables sur des sections en béton armé ordinaire ou en BHP.

.

Chapitre VI : Conclusion générale

Lors de la réalisation des éléments, structuraux en béton armé, la qualité des matériaux béton et acier et leur mise en œuvre n'est pas toujours optimale. Ceci peut conduire à des variations des caractéristiques mécaniques des matériaux par rapport aux valeurs prévues initialement en phase de conception. Ces variations peuvent être également dues à l'influence d'autres facteurs tels que la fissuration du béton, la corrosion des aciers, l'humidité, la température etc ...

s

La première partie de ce travail a consisté donc, à passer en revue les principaux facteurs influençant les caractéristiques mécaniques, la résistance et la durabilité des structures en béton armé.

On s'est intéressé, ensuite, à l'étude de l'influence de la variation de deux paramètres essentiels dans le comportement des éléments en béton armé : La résistance à la compression du béton et le pourcentage d'armatures.

Dans ce cadre, une étude paramétrique et comparative a été réalisée. Les calculs sont effectués à l'aide du logiciel SECTNOL, permettant la simulation numérique du comportement non linéaire d'une section fléchie en béton armé.

A l'issue de ces calculs, on peut faire les conclusions suivantes :

- Toute diminution de la résistance caractéristique du béton ou du pourcentage d'armatures influe sur la capacité portante et la ductilité d'une section fléchie représentant une zone de poutre ou de poteau en béton armé.
- Les calculs montrent que cette influence est plus accentuée dans le cas de la zone de poutre soumise à la flexion simple.
- Par ailleurs, il semble que lorsque la variation de la résistance caractéristique du béton ne dépasse pas les 10%, elle a peu d'influence sur la capacité portante et la ductilité (variation de l'ordre de 10%).
- Par contre toute diminution du pourcentage d'armatures provoque une chute sensible de la capacité portante de section en béton armé.
- Ces variations de la résistance du béton et du pourcentage des armatures ont des effets semblables sur des sections en béton armé ordinaire ou en BHP.

Perspectives :

- Enrichir la présente étude en considérant d'autres cas d'exemples.
- Elargir l'étude à l'échelle d'un élément ou d'une structure en béton armé au lieu d'une section fléchie.
- Considérer d'autres facteurs tels que l'humidité, la température, le fluage, le retrait...
- Prendre en considération la variation des caractéristiques géométriques des sections en béton armé.
- Inclure l'adhérence entre l'acier et le béton.
- Considérer la variation de la limite d'élasticité.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] ROTILIO.J.D (1998) « Contribution des actions variables aux déformations à long terme des ponts en béton » Thèse de docteur d'état ;
Université libre de Bruxelles, Belgique.
- [2] BAEL.
- [3] Eurocode.
- [4] IGUETOULENE.F (2011) ; « modélisation non linéaire des structures triangulées »
Thèse de MAGISTER, Université MOULOUD MAMMERI de Tizi Ouzou.
- [5] Michel vénuat « La pratique des ciments et des bétons »
Editions Moniteur (paris), 1979.
- [6] A.M Neville « propreties of concrete » Editions pitman (Londre) 1983.
- [7] Jacques Baron « Le béton hydraulique ».
Raymond sautrerrey presse de l'école nationale des ponts et chaussés.
1982.
- [8] Geoges Dreux « Nouveau guide du béton » Edition Eyrolles (paris), 1990
- [9] réunion d'ingénieurs « Matériaux de construction ».
Editions Eyrolles (paris) 1979.
- [10] Mehta, P.kumar « concrete : Structure, properties and materials ».
Editions principe – hall.
International Series in Civil Enginneering and engineering and
Engineering mechanics New-jersey, 1986.
- [11] Walter H.precet « factors influencing concrete dtrengh ».
- [12] T.Kasdi, O.Douzane « La cure du béton ».

Thèse de fin d'études d'ingéniorat Promotion 1990.
- [13] SARGIN.M (1971), «stress-strain relations ships for concrete and the analysis on the
Structural concrete section», S.M study n°4, Solid Mechanics Division, University of
Waterloo, Canada.
- [14] FILIPPOU.F.C and KWAK.G. (1990) « Finite element analysis of reinforced concrete
Structures, under monotonic loads», Rapport, Department of civil engineering;
University California, 71pp.
- [15] « béton a haute résistance- Rapport sur les essais de poteaux et poutre (OG3) »,
Contrat SETRA-CEBTP 84-40-020, rapport interne, Avenant n°1, index SES OG,
Phase D, November 1984.
- [16] ZDENEK P. BAZANT and BYUNG.H OH « Deformation of progressively grehing
reinforced concrete beams» ACI journal june/1984 vol 81 N°3.

ANNEXE A

A.1-Objectifs :

Pour permettre l'étude et l'analyse du comportement instantané d'une section quelconque en béton armé, soumise à la flexion composée, on a développé un programme informatique (SECTNOL) rédigés en langage Fortran 90.

A.2-Le programme SECTNOL :**A.2.1-Présentation :**

Le programme SECTNOL (analyse d'une **SECT**ion en **NO**n Linéaire jusqu'à rupture) permet la simulation du comportement instantané, jusqu'à la rupture, d'une section quelconque en béton armé soumise à la flexion composée. Il permet d'effectuer le calcul selon trois options :

a- Calcul moment- courbure ($M - \emptyset$) :

La section est soumise à un effort normal **N** fixe et à un moment fléchissant **M** croissant jusqu'à la rupture.

b- Calcul effort normal- déformation longitudinale ($N - \epsilon_g$) :

La section est soumise à un moment fléchissant **M** fixe et à un effort normal **N** croissant jusqu'à la rupture.

c- Calcul de la section sous un effort normal **N** et un moment fléchissant **M** croissant en même temps, jusqu'à la rupture, tels que l'excentricité $e = \frac{M}{N}$ reste constante.

A.2.2- Organigramme général du programme SECTNOL :

L'organisation du programme SECTNOL, selon l'ordre d'appel des différentes sous-routines, est présentée dans l'organigramme de la figure (A.1).

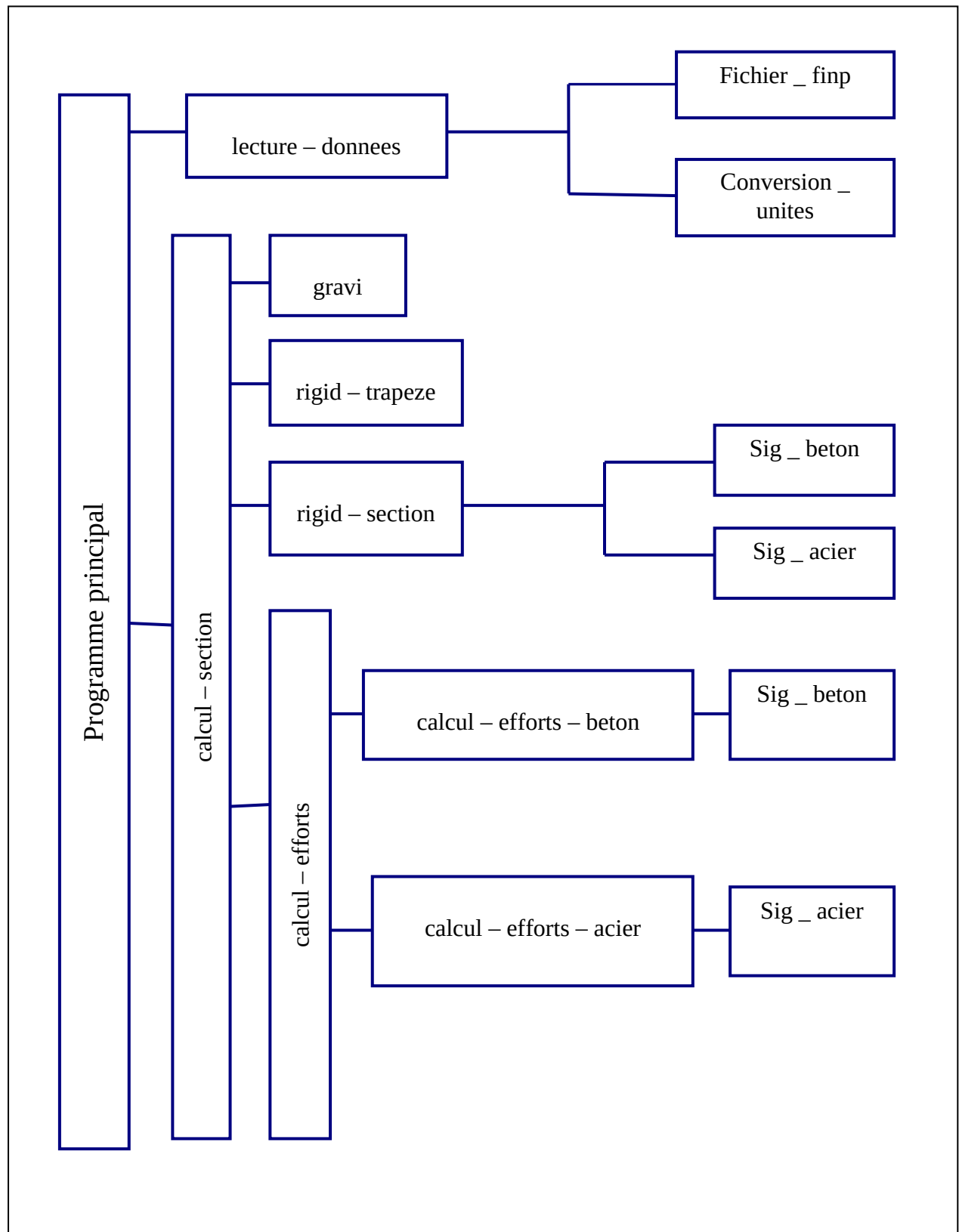


Figure A.1 Organisation du programme SECTNOL.

A.2.3- Description des différentes sous-routines :

1- sous-routine lecture _ donnees :

Cette sous-routine permet la lecture des données du problème à traiter, selon les étapes suivantes :

- Ouverture du fichier des données existant (**finp**).
- Appel des sous-routines **fichier_Finp** et **conversion_unites**.
- Création du fichier **fout** dans lequel seront stockés les résultats du calcul.

2 – sous-routine fichier _ finp :

Lecture des données du problème à partir du fichier existant **finp**.

3 – sous-routine conversion _unites :

Elle permet d'effectuer la conversion des unités des données du problème avant le démarrage du calcul.

4 – sous-routine calcul _section :

Cette sous-routine constitue le bloc de calcul permettant l'analyse non linéaire, jusqu'à rupture, de la section étudiée.

5 - sous-routine gravi :

Calcul de la position du centre de gravité de la section de béton, par rapport à l'axe de référence défini par l'utilisateur, et l'aire de la section.

6 – sous-routine rigid _ trapeze :

Repérage des différents trapèzes constituant la section par rapport au centre de gravité et calcul des rigidités initiales.

7 – sous-routine rigid_section :

Evaluation des rigidités EA, ES, et EI actuelles, correspondant à l'étape actuelle de calcul.

8 – subroutine calcul_efforts :

Calcul des efforts internes (N, M) dans la section (béton + acier) correspondant à l'état de déformation actuel (ϵ_g , $\emptyset$).

9 – subroutine calcul _ efforts _ beton :

Calcul des efforts internes (N_b , M_b) dans le béton par intégration sur la hauteur de la section des contraintes dans les fibres horizontales constituant la section du béton.

10 – subroutine calcul_efforts_ acier :

Calcul des efforts internes (N_a , M_a) dans les aciers, en considérant tous les lits d'armatures constituant le ferrailage longitudinal de la section.

11 – subroutine sig _ beton :

Calcul de la contrainte dans la fibre de béton en cours, selon la loi de Sargin en compression et selon les lois de comportements du béton en traction. (Détail dans le paragraphe IV.3)

12 – subroutine sig _ acier :

Calcul de la contrainte dans le lit d'acier en cours dans l'hypothèse d'un comportement elastoplastique.

A.2.4-Description du fichier de données :

1^{ère} ligne (2 variables) : NT NL

NT : Nombre de trapèzes dans la section,

NL : Nombre de lits d'aciers.

2^{ème} ligne (4 variables) : U(i) V(i) B(i) C(i)

U(i) : Positions de la base inférieure du trapèze i par rapport à l'axe de référence,

V(i) : Positions de la base supérieure du trapèze i par rapport à l'axe de référence,

B(i) : Largeur de la base inférieure du trapèze i,

C(i) : Largueur de la base supérieure du trapèze i.

Cette ligne est répétée NT fois.

3^{ème} ligne (5 variables): **A(i)** **SE(i)** **SR(i)** **EPSUA(i)** **KACIER(i)**

A(i) : Aire de i^{ème} lit d'acier,

W(i) : Positions de i^{ème} lit d'acier par rapport à l'axe de référence,

SE(i) : Contrainte élastique de i^{ème} lit d'acier,

SR(i) : Contrainte de rupture de i^{ème} lit d'acier,

EPSUA(i) : Déformation ultime de i^{ème} lit d'acier,

Kacier(i) : Type d'acier de i^{ème} lit.

Cette ligne est répétée NL fois.

4^{ème} ligne (8 variables) : **fbc(i); fbt(i); epsbo(i); fbu(i); epsbu(i); Ebo(i); itbc(i); itbt(i)**

fbc(i) : Contrainte maximale de béton comprimé,

fbt(i) : Contrainte maximale de béton tendu,

epsbo(i) : Déformation correspondent à la contrainte maximale en compression fbc,

fbu(i) : Contrainte à rupture en compression du béton,

epsbu(i) : Déformation à la rupture du béton comprimé,

Ebo(i) : Module d'élasticité longitudinal initial du béton

itbc(i) : Type de la loi de comportement du béton en compression

itbt(i) : Type de la loi de comportement du béton en traction

5^{ème} ligne (5 variables) : **VNF** **VMF** **VNV** **VMV** **DELTA**

VNF : Partie fixe de l'effort normal N_0 ,

VMF : Partie fixe du moment fléchissant M_0 ,

VNV : Partie variable de l'effort normal N_v ,

VMV : Partie variable du moment fléchissant M_v ,

DELTA : Le pas d'accroissement de N_v et M_v .

A.2.5- Description du fichier résultats :

Dans ce fichier, les résultats du calcul sont donnés, sous forme de six colonnes, présentant respectivement :

- La courbure $\varnothing$ (1 / m),
- L'effort normal N (KN),
- Le moment fléchissant M (KN.m),
- La déformation ε_c de la fibre la plus comprimée,
- La déformation ε_t de la fibre la plus tendue,
- et la hauteur comprimée h_c (m).

ANNEXE B

B. Exemples d'applications et validation :

Exemple de la poutre OG3 du CEBTP [15] :

Il s'agit d'une poutre en béton armé, munie d'un pourcentage modéré d'armatures (1,2%), de telle sorte que la rupture soit atteinte en première lieu par plastification des aciers. La section transversale est rectangulaire doublement armé, soumise à la flexion simple

Figure (B.1) :

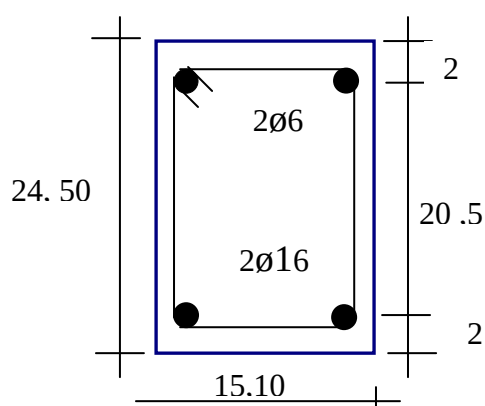


Figure B.1. Données géométriques de la poutre [15].

Les caractéristiques de béton et de l'acier sont présentées dans le tableau suivant :

Caractéristiques du béton		Caractéristiques de l'acier	
f_{bc} : Contrainte en compression (MPa)	52.50	f_e : Contrainte élastique (MPa)	575
f_{bt} : Contrainte en traction (MPa)	3.35	f_r : Contrainte de rupture (MPa)	700
f_{bu} : Contrainte à rupture en compression (MPa)	52,50	ϵ_u : déformation ultime	0,005
e_{psbo} : Déformation correspondant à f_{bc}	$1,7 \cdot 10^{-3}$		
e_{psbu} : Déformation à rupture en compression	$2 \cdot 10^{-3}$		
E : Module d'élasticité (MPa)	39900		

Tableau B.1 : propriétés matérielles de la poutre [15].

Les résultats numériques sont représentés graphiquement dans la figure (B.2) :

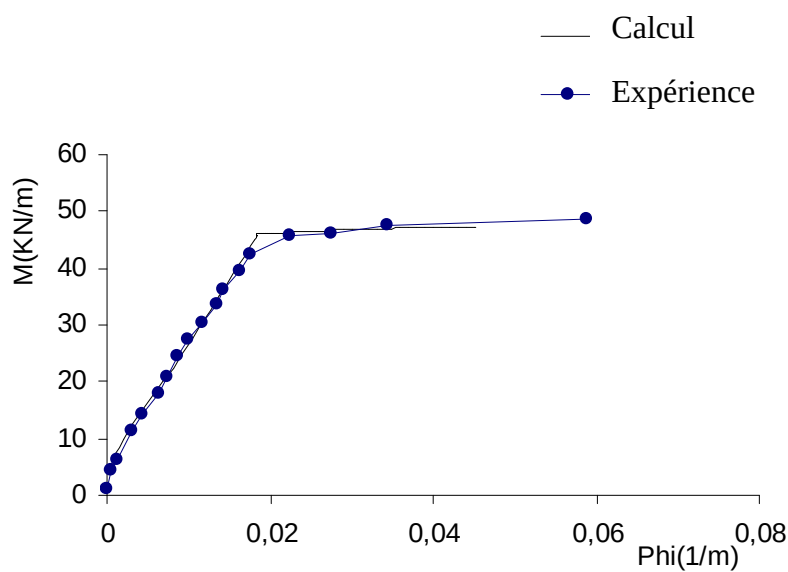


Figure B.2 Représentation de la courbe Moment_courbure.

On constate que le comportement de la poutre OG3 est bien approché par le calcul dans cette présente étude. La simulation montre une bonne estimation de moment et également de la courbure maximale correspondante (tableau B.2).

	Moment maximale M (KN/m)	Courbure maximale Ø (1/m)	$\frac{M_{etude}}{M_{calcul}}$	$\frac{\phi_{etude}}{\phi_{calcul}}$
Etude expérimentale	48,75	0,05875	1.32	1.30
Calcul	47,21164	0,04517	3%	3%

Tableau B.2 : Comparaison des résultats numériques.

Exemple d'une section 3a d'essai de Zdenek P .Bazant and Byung [16] :

Il s'agit d'une poutre en béton armé, La section transversale est rectangulaire simplement armé, soumise à une charge concentrée à mi travée (flexion simple) figure (B.3).

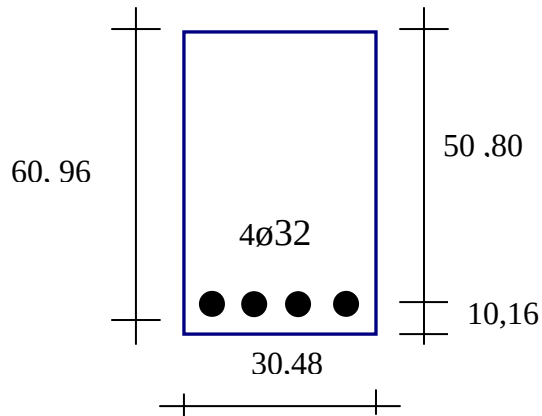


Figure B.3 Données géométriques de la poutre [16].

Les caractéristiques de béton et de l'acier sont présentées dans le tableau suivant :

Caractéristiques du béton		Caractéristiques de l'acier	
f_{bc} : Contrainte en compression (MPa)	42.818	f_e : Contrainte élastique (MPa)	275,76
f_{bt} : Contrainte en traction(MPa)	3.102	f_r : Contrainte de rupture (MPa)	275,80
f_{bu} : Contrainte à rupture en compression(MPa)	24,82	ϵ_u : déformation ultime	0,01
e_{psbo} : Déformation correspondant à f_{bc}	$2,1 \cdot 10^{-3}$		
e_{psbu} : Déformation à rupture en compression	$3,5 \cdot 10^{-3}$		
E : Module d'élasticité (MPa)	23577		

Tableau B.3 propriétés matérielles de la poutre [16].

Les résultats numériques sont représentés graphiquement dans la figure (B.4) :

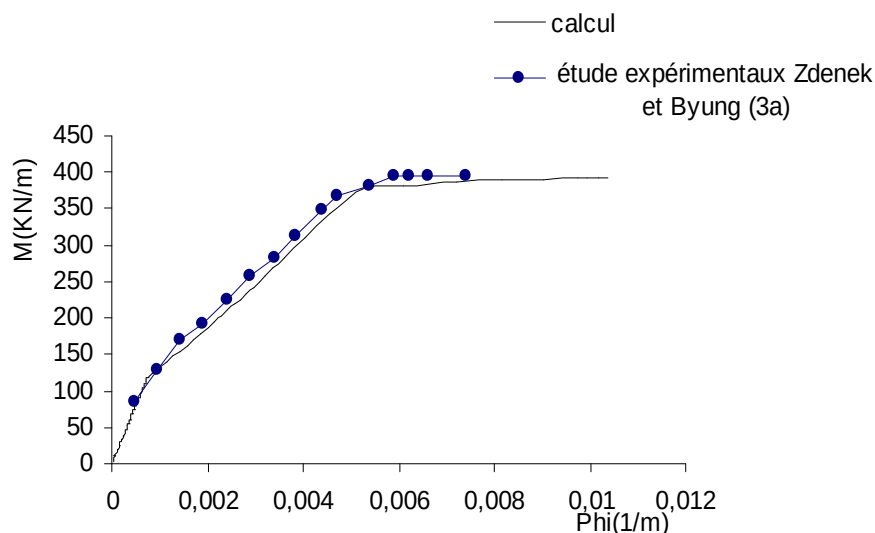


Figure B.4. Représentation de la courbe Moment_ courbure.

On constate que le comportement de la poutre 3a est bien approché par le calcul dans cette présente étude sauf que le calcul de la courbure continué de 1%. La simulation montre une bonne estimation de moment et également de la courbure maximale correspondante tableau (B.4).

	Moment maximale M (KN/m)	Courbure maximale ϕ (1/m)	$\frac{M_{etude}}{M_{calcul}}$	$\frac{\phi_{etude}}{\phi_{calcul}}$
Etude expérimentale	396,375	0,0074	1.01	0.74
Calcul	392,30710	0,01038	1%	26%

Tableau B.4. : Comparaison des résultats numériques.

Exemple d'une section 3b d'essai de Zdenek P .Bazant and Byung [16] :

Il s'agit d'une poutre en béton armé, La section transversale est rectangulaire doublement armé (renforcé), soumise à une charge concentrée à mi travée (flexion simple) figure (B.5).

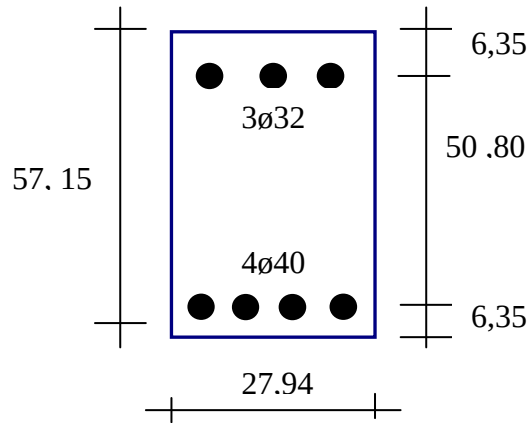


Figure B.5. Données géométriques de la poutre [16].

Les caractéristiques de béton et de l'acier sont présentées dans le tableau suivant :

Caractéristiques du béton		Caractéristiques de l'acier	
f_{bc} : Contrainte en compression (MPa)	20.68	f_e : Contrainte élastique (MPa)	275,76
f_{bt} : Contrainte en traction (MPa)	2.83	f_r : Contrainte de rupture (MPa)	275,80
f_{bu} : Contrainte à rupture en compression (MPa)	20.68	ϵ_u : déformation ultime	0,01
e_{psbo} : Déformation correspondant à f_{bc}	$1,9 \cdot 10^{-3}$		
e_{psbu} : Déformation à rupture en compression	$3,5 \cdot 10^{-3}$		
E : Module d'élasticité (MPa)	23577		

Tableau B.5 propriétés matérielles de la poutre [16].

Les résultats numériques sont représentés graphiquement dans la figure (B.6) :

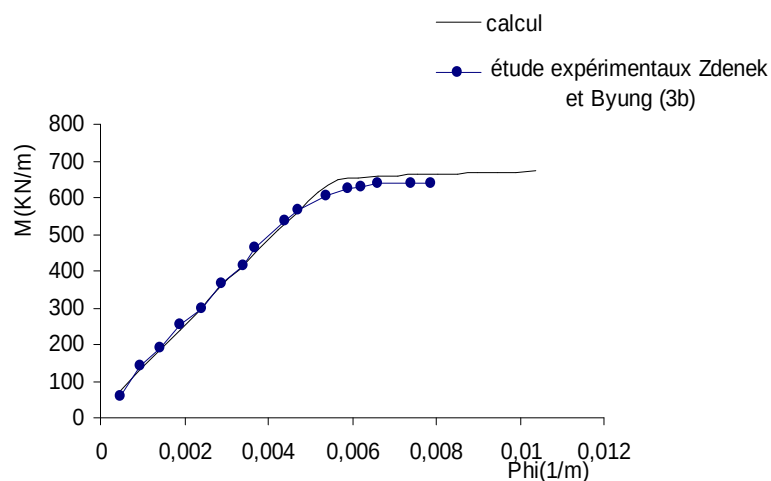


Figure B.6 Représentation de la courbe Moment_ courbure.

On constate que le comportement de la poutre 3b est bien approché par le calcul dans cette présente étude sauf que le calcul de la courbure continué de 1.3%. La simulation montre une bonne estimation de moment et également de la courbure maximale correspondante tableau (B.6).

	Moment maximale M (KN/m)	Courbure maximale Ø (1/m)	$\frac{M_{etude}}{M_{calcul}}$	$\frac{\phi_{etude}}{\phi_{calcul}}$
Etude expérimentale	640,8175	0,0079	0.95	0.76
Calcul	670,808	0,01039	4%	23%

Tableau B.6 : Comparaison des résultats numériques.