



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Ministry of Higher Education and Scientific Research
Badji Mokhtar Annaba University
Faculty of Technology
Department of CIVIL ENGINEERING



وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
جامعة باجي مختار. عنابة .
كلية التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية

POLYCOPIÉ DE COURS PRÉPARÉ PAR :
DR. SOUAD MENADI
SELON
HARMONISATION
OFFRE DE FORMATION
LICENCES DE GENIE CIVIL
2018 - 2019

Domaine	Filière	Spécialité
<i>Sciences et Technologies</i>	<i>Licence</i>	<i>Génie civil</i>

PROGRAMME DETAILLÉ

MATIÈRE : BÉTON ARMÉ 1

SEMESTRE 5

LICENCE GÉNIE CIVIL

Polycopié de Cours préparé par :

Dr. Souad MENADI

Semestre : 5
Unité d'enseignement : UEF 3.1.1
Matière 2 : Béton armé 1
VHS : 45h00 (Cours : 1h30, TD : 1h30)
Crédits : 4
Coefficient : 2

Objectifs de l'enseignement :

Enseigner les caractéristiques physiques et mécaniques du béton armé. Apprendre le dimensionnement des sections soumises à des sollicitations simples (traction, compression et flexion simple) selon les règles BAEL, CBA93.

Connaissances préalables recommandées :

Résistance des matériaux 1, Matériaux de constructions.

Chapitre 1. Formulation et propriétés mécaniques du béton armé (2 Semaines)

Définition et généralités, Constituants du béton armé, Propriétés mécaniques.

Chapitre 2. Prescriptions réglementaires (3 Semaines)

Règle des pivots, Etats limites, Combinaisons d'actions, Condition de non fragilité

Chapitre 3. Adhérence et ancrage (3 Semaines)

Contrainte d'adhérence, Ancrage d'une barre isolée droite, Ancrage par courbure, Recouvrement

Chapitre 4. Compression simple (4 Semaines)

Etat limite ultime de résistance, état limite de service

Chapitre 5. Traction simple (3 Semaines)

Etat limite ultime de résistance, état limite de service

Mode d'évaluation :

Contrôle Continu : 40% ; Examen : 60%.

Références bibliographiques :

1. D.T.R-B.C.2-41, "Règles de conception et de calcul des structures en béton armé", (CBA 93).
2. Jean- Pierre Mougine, "Cours de béton armé", B.A.E.L. 91", BERTI Edition.
3. Jean Perchat et Jean Roux, "Maitrise du B.A.E.L. 91 et des D.T.U associés", EYROLLES.
4. Jean Perchat et Jean Roux, "Pratique du B.A.E.L. 91 (Cours avec exercices corrigés)", EYROLLES.
5. Pierre Charon, « Exercices de béton armé selon les règles B.A.E.L. 83 » EYROLLES, 2^{ème} édition.
6. Jean-Marie Paillé, " Calcul des structures en béton Guide d'application", Eyrolles, 2013.
7. Bachir Kebaili, Le béton armé aux états limites, vérification et justification des sections selon les règles BAEL 91, publication de l'UBMA, 2006-2007.

PRÉAMBULE

Le domaine du génie civil est très vaste et fait partie des spécialités les plus demandées par les nouveaux étudiants. La majorité de ces derniers découvrent cette filière pour la première fois. Cependant, les matières enseignées paraissent souvent difficiles à acquérir car elles sont gérées par des codes et des règlements rigoureux répondant aux exigences socio-économiques.

Intitulé « BETON ARME 1 » : matière fondamentale de code UEF 3.1.1, enseigné en troisième année licence en génie civil (semestre 5), Ce polycopié est destiné aux étudiants qui ont acquis quatre semestres en tronc commun sciences et technologie. Le quatrième semestre étant une introduction à découvrir la spécialité choisie. En effet, les notions de base acquises sur les matériaux de construction et la résistance des matériaux, leur permettent d'assimiler cette matière et de voir son importance dans le domaine théorique et pratique.

En outre, le calcul du béton armé est soumis à des codes et des règlements qui ne sont pas complètement assimilés par les nouveaux diplômés qui se dirigent vers l'application de leur formation théorique dans la vie active.

Ce polycopié a été rédigé de manière à permettre aux utilisateurs d'effectuer des calculs de béton armé répondant aux exigences réglementaires. Cependant ce document est consacré au module de béton armé 1 limité au contenu décrit en page 3.

Etabli selon les recommandations de l'harmonisation de l'offre de formation licences de génie civil 2018 – 2019, ce polycopié de cours est organisé en cinq (5) chapitres.

- *Le premier chapitre* est consacré à la présentation du matériau béton armé, ses constituants et ses propriétés.
- *Le deuxième chapitre* aborde les prescriptions réglementaires de base dont : la règle des trois pivots, les états limites et les combinaisons d'actions.
- *Le troisième chapitre* rassemble les descriptions théoriques et graphiques à adopter pour assurer une bonne réalisation des éléments de structures en béton armé en garantissant l'adhérence acier-béton, le bon ancrage des barres et le recouvrement au niveau des jonctions des armatures.
- *Le quatrième chapitre* entre dans le thème de dimensionnement des sections soumises à la compression centrée aux états limites.
- *Le chapitre cinq* consiste au dimensionnement des tirants ou section soumises à l'action normale de traction simple.

TABLE DES MATIÈRES	
Programme détaillé de la matière	03
PRÉAMBULE	04
TABLE DES MATIÈRES	05
LISTE DES FIGURES	09
LISTE DES TABLEAUX	11
Chapitre I FORMULATION ET PROPRIETES MECANIQUES DU BETON ARMÉ	12
I.1. DEFINITIONS ET GENERALITÉS	12
I.1.1. Principe du béton armé	12
I.2 Caractéristiques physiques du béton	13
I.2.1 Masse volumique	13
I.2.2 Coefficient de dilatation thermique	13
I.2.3 Déformation hygrométrique ou retrait	13
I.2.4 Le fluage	14
I.3. CONSTITUANTS DU BETON	14
I.4. PROPRIETES MECANIQUES DU BETON	14
I.4.1 Résistance à la compression	15
I.4.1.1. Résistance du béton préalablement admise	16
I.4.1.2. Relation contrainte-déformation, loi de comportement	16
I.4.1.3. Interprétation graphique de la loi de comportement (courbe réelle)	17
I.4.2 Résistance à la traction	19
I.4.2.1 Essai de traction par fendage	19
I.4.2.2 Essai de traction par flexion	20
I.5. L'ACIER	20
I.5.1 Caractéristiques mécaniques de l'acier	22
I.5.2. Forme des aciers utilisés	24
I.5.2.1 Aciers en Barres	24
I.5.2.2 Aciers en fils	26

I.5.2.3 Aciers en Treillis soudés	26
I.5.3. Valeurs utiles pour le dimensionnement des sections en béton armé	26
I.5.3.1. Contraintes de calcul des aciers	26
I.5.3.2. Aires des sections transversales des aciers adoptés pour le renforcement du béton	27
I.6. LE BETON ARMÉ	28
Chapitre II	
PRESCRIPTIONS REGLEMENTAIRES	29
II.1. REGLE DES TROIS PIVOTS	29
II.1.1 Hypothèses de calcul à l'état limite ultime de résistance	29
II.1.2 Notations	30
II.1.3 Illustrations du Domaine 1	31
II.1.4 Illustrations du Domaine 2	32
II.1.5 Illustrations du Domaine 3	32
II.2 LES ETATS LIMITES	33
II.2.1. Les états limites ultimes (ELU)	33
II.2.1.1 Etat limite Ultime de résistance	33
II.2.1.2 Etat limite Ultime de stabilité de forme	33
II.2.1.3 Etat limite Ultime d'équilibre statique	33
II.2.2. Etat limite Ultime d'équilibre statique	34
II.2.2. Les états limites de service (ELS)	34
II.2.2.1 Etat limite de service de compression du béton	34
II.2.2.2 Etat limite de service d'ouverture de fissures	34
II.2.2.3 Etat limite de service de déformation	34
II.3 LES ACTIONS	34
II.3.1 Les actions permanentes (désignées par G)	35
II.3.2 Les actions variables (les surcharges de base sont désignées par Q1 et les surcharges d'accompagnement pas Qi)	35
II.4. LES COMBINAISONS D'ACTIONS	35
II.4.1 Combinaisons d'actions à considérer à l'ELU	36
II.4.2 Combinaisons d'actions à considérer à l'ELS	36
Chapitre III	37
ADHERENCE ET ANCRAGE	
III.1. INTRODUCTION	37

III.2. CONTRAINTE D'ADHERENCE	37
III.2.1 Définition de la contrainte d'adhérence (τ_s)	37
III.3. ANCRAGE DES ACIERS EN BARRES	38
III.3.1. Valeur limite ultime de la contrainte d'adhérence	38
III.4. ANCRAGE RECTILIGNE	39
III.4.1. Longueur de scellement droit d'une barre isolée	39
III.4.2. Longueur de scellement dans le cas de paquets	40
III.4.2.1 Paquet de deux barres	40
III.4.2.2 Paquet de trois barres	40
III.5. ANCRAGE COURBE DES BARRES TENDUES	41
III.5.1 Etude d'un ancrage en arc de cercle	41
III.5.2. Ancrage courant avec partie courbe	43
III.6. ANCRAGE DES CADRES, ETRIERS ET EPINGLES	45
III.7. RECOUVREMENTS	46
III.7.1. Recouvrement simple aux extrémités des barres rectilignes tendues	47
III.7.2. Recouvrement par couvre-joint	47
III.7.3. Recouvrement des barres tendues avec crochets normaux aux extrémités	48
III.7.4. Armatures de couture des recouvrements	49
III.7.5. Jonctions des barres comprimées	50
III.7.5.1. Longueur de recouvrement	50
III.7.5.2. Couture et recouvrement des armatures des poteaux comprimés	50
III.7.6. Recouvrement des treillis soudés	50
Chapitre IV	
COMPRESSION SIMPLE	52
IV.1. DEFINITION	52
IV.2. HYPOTHESES DE CALCUL	53
IV.3. ETATS LIMITES ULTIMES	54
IV.3.1. Etat Limite Ultime de résistance	54
IV.3.2 Etat Limite Ultime de stabilité de forme	54
IV.3.2.1. Longueur de flambement (L_f)	54
IV.3.2.1.1. Poteaux isolés	54
IV.3.2.1.2. Poteaux faisant partie de la structure d'un bâtiment	55
IV.3.2.2. Méthode simplifiée de calcul à la stabilité de forme	56

IV.3.3. Sections d'armature de résistance (minimale et maximale) selon le règlement BAEL	57
IV.4. ETATS LIMITES DE SERVICE	57
IV.4.1. Etat Limite de Service de compression du béton	57
IV.4.2. Section d'armature A_s prise en compte pour assurer la stabilité de forme	57
IV.5. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES	58
IV.5.1. Armatures longitudinales	58
IV.5.2. Armatures transversales	59
Chapitre V TRACTION SIMPLE	61
V.1. INTRODUCTION	61
V.2. HYPOTHESES DE CALCUL	61
V.3. JUSTIFICATION DES ARMATURES LONGITUDINALES	62
V.3.1. Etat Limite Ultime de Résistance	62
V.3.2. Etat Limite de Service	63
V.4. CONDITION DE NON FRAGILITÉ	64
V.5. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES	64
V.5.1. Les armatures longitudinales (principales)	64
BIBLIOGRAPHIE	67

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Essai de compression centrée sur éprouvette cylindrique 16/32
Figure I.2 : Loi de comportement du béton : Diagramme expérimental (réel) et diagramme normalisé (de calcul à l'état limite ultime)
Figure I.3 : Déformation instantanée et différée dues au fluage
Figure I.4 : Essai de traction par fendage sur éprouvette cylindrique 16/32
Figure I.5 : flexion 4 points
Figure I.6 : Relation Contrainte-Déformation des aciers pour armatures de renforcement du béton (diagramme réel)
Figure I.7 : Relation Contrainte-Déformation (diagramme de calcul) types 1, 3, 4 et des Ronds Lisses
Figure I.8 : Loi de comportement de calcul des aciers pour béton
Figure I.9 : Relation Contrainte-Déformation (diagramme de calcul) aciers de types 2
Figure I.10 : Aciers de ferrailage en barres [https://aqs.dz/produits/rond-a-beton]
Figure I.11 : Aciers de ferrailage en fils [https://aqs.dz/produits/fil-machine/]
Figure I.12 : Aciers de ferrailage Treillis soudés en nappes dans deux directions [http://www.abounoufel.com/wp-content/uploads/2016/05/treillis-soudee.jpg]
Figure II.1 : Hypothèse de Navier-Bernouilli
Figure II.2 : Règle des trois pivots
Figure II.3 : Les différents états de déformations dans le Pivot A (Domaine 1)
Figure II.4 : Les différents états de déformations dans le Pivot B (Domaine 2)
Figure II.5 : Les différents états de déformations dans le Pivot C (Domaine 3)
Figure III.1 : Ancrage de la barre dans le béton
Figure III.2 : La barre isolée de longueur dx : liaison Acier-Béton
Figure III.3 : Définition du scellement droit
Figure III.4 : Longueur de scellement droit pour un paquet de deux barres
Figure III.5 : Longueur de scellement droit pour un paquet de trois barres
Figure III.6 : Ancrage par courbure (crochet quelconque)
Figure III.7 : Etude de la courbure d'un élément de la courbure en arc de cercle
Figure III.8 : Ligature de diamètre de l'ordre de $\phi/4$ afin d'éviter la poussée au vide

Figure III.9 : Longueur de barre nécessaire pour l'ancrage courbe
Figure III.10 : Façonnage des armatures transversales : cadres, étriers et épingles
Figure III.11 : Procédés de réalisation des jonctions des barres d'acier
Figure III.12 : Recouvrement simple (adhérence + frottement) sur la longueur l_r
Figure III.13 : Recouvrement par couvre-joint
Figure III.14 : Recouvrement des barres avec crochets
Figure III.15 : Armatures de couture (cadres, épingle, étrier) d'une longueur de scellement
Figure III.16 : Section transversale
Figure III.17 : Recouvrement et couture d'un poteau en compression
Figure III.18 : Recouvrement des treillis soudés
Figure IV.1 : Représentation d'une section de béton armé en compression centrée
Figure IV.2 : Dimensions du noyau central, cas d'une section circulaire et cas d'une section rectangulaire
Figure IV.3 : Loi de comportement de calcul de l'acier en compression simple à l'E.L.U
Figure IV.4 : Diagramme de déformation de la section comprimée en béton armé
Figure IV.5 : La totalité de la section d'acier est prise en compte (cas de $\lambda \leq 35$)
Figure IV.6 : Les armatures non colorées ne sont pas prises en compte
Figure IV.7: Espacement entre les barres longitudinales
Figure IV.8 : Nombre minimal des barres longitudinales pour une section circulaire
Figure IV.9 : Nombre minimal des barres longitudinales pour une section hexagonale
Figure IV.10 : Enrobage des armatures longitudinales
Figure IV.11 : Armatures transversales dans la zone de recouvrement
Figure V.1 : Disposition du ferrailage d'un tirant rectangulaire
Figure V.2 : Déformation de la section tendue (Pivot A)
Figure V.3 : Ecartement horizontal et vertical des aciers d'un tirant
Figure V.4 : Enrobage des armatures d'un tirant
Figure V.5 : Longueur de scellement droit des tirants

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Evaluation de la résistance du béton à l'âge j jours, en fonction de sa résistance caractéristique à 28 jours

Tableau I.2 : Résistances caractéristiques des bétons ordinaires

Tableau I.3 : Quelques valeurs des contraintes en fonction des déformations des aciers utilisés dans le béton armé

Tableau I.4 : Masses linéaires et aires des sections en cm^2 de 1 à 10 barres d'acier utilisé pour le ferrailage du béton

Tableau II.1 : Les coefficients de simultanéité Ψ_0 , Ψ_1 et Ψ_2 dans le cas des bâtiments

Tableau III.1 : Valeurs du coefficient de scellement

Tableau III.2 : Valeurs de limite de la contrainte d'adhérence à l'E.L.U

Tableau III.3 : La valeur minimale du rayon de courbure

Tableau III.4 : Caractéristiques des ancrages courbes courants

Tableau III.5 : Longueurs de recouvrement l_r de deux barres de même diamètre avec crochets normaux

Tableau IV.1 : Valeur des longueurs de flambement (L_f) pour les poteaux isolés de longueur initiale (L_0)

Tableau IV.2 : Valeurs du facteur de flambement « K » dans le cas des poteaux avec translation horizontal des nœuds

Chapitre I

FORMULATION ET PROPRIETES MECANQUES DU BETON ARMÉ

I.1. DEFINITIONS ET GENERALITÉS

Le béton est un matériau hétérogène obtenu par un mélange composé d'un liant, généralement le ciment, des agrégats dont le sable de fraction granulaire 0/5 et le gravier de fractions granulaires 5/15 et 15/25, le tout gâché d'un volume d'eau convenablement déterminé pour l'hydratation du ciment. Ce composite durcit avec le temps en développant une bonne résistance à la compression à l'âge de 28 jours.

La formulation, les constituants, la fabrication et le contrôle du béton sont étudiés afin de déterminer les proportions des constituants du béton par des méthodes de calcul appropriées en se basant sur les critères souhaités tels que la résistance, l'ouvrabilité, le cout, etc.

I.1.1. Principe du béton armé

Le béton est couramment défini par son dosage qui est le poids exprimé en kilogramme de ciment par mètre cube de béton mis en œuvre.

Le béton est un matériau économique qui présente l'aptitude à épouser la forme du moule qui lui est destiné. Il permet une utilisation en grandes quantités, d'où l'avancement adéquat des travaux de construction. Ce matériau assure pour les structures une durée de vie intéressante si sa composition est bien déterminée et les travaux de réalisation sont faits en respectant les règles et normes en vigueur telles que :

- Le CBA93
- Les règles BAEL80, BAEL83, BAEL91, BAEL99 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites applicables depuis le 16 octobre 1979 et modifiées en 1983, 1991 et en 1999.
- L'Eurocode 2 EC2 (Calcul des structures en béton armé EN1992)

Pour remédier à l'insuffisance du béton en traction, on lui associe l'acier dont la résistance à la traction est de l'ordre de 200 à 500 MPa selon la nuance.

Cette association donne naissance au béton armé.

L'association du béton et de l'acier est efficace car :

- L'acier adhère bien au béton ce qui permet la transmission des efforts du béton à l'acier.
- Le béton protège l'acier contre la corrosion (milieu basique).
- Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux ($1,1 \cdot 10^{-5}$ pour l'acier et $1 \cdot 10^{-5}$ pour le béton). Donc pour une pièce en béton armé, il n'apparaît pas de contraintes internes dues à une variation de température, si l'espace de dilatation est suffisant.
- Lorsque le béton ne peut pas reprendre tout l'effort de compression, des armatures d'acier peuvent être utilisées car la résistance à la compression de l'acier est la même que celle en traction.

I.2 CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DU BETON

I.2.1 Masse volumique

- Pour les bétons de granulats courants elle varie de 2,2 à 2,4 t / m³.
- Pour les bétons de granulats légers elle varie de 0,7 à 1,5 t / m³.
- Pour les bétons de granulats lourds elle varie de 3,5 à 4 t / m³.
- Pour le béton armé, elle est de l'ordre de 2,5 t / m³.

I.2.2 Coefficient de dilatation thermique

Sous l'effet de la température, le béton se dilate la déformation qui en résulte est :

$$\varepsilon_T = \Delta l / l = \alpha \cdot \Delta T / T$$

α : coefficient de dilatation thermique varie pour le béton de $0,7 \cdot 10^{-5}$ à $1,2 \cdot 10^{-5}$. Dans les calculs on utilise une valeur moyenne de $1 \cdot 10^{-5}$.

I.2.3 Déformation hygrométrique ou retrait

Le béton est un matériau naturellement fissuré à cause de la réaction d'hydratation exothermique. Après sa confection, il contient un excédent d'eau. Si le béton durci dans un milieu sec non saturé en humidité, l'eau en excès disparaît et le volume de béton diminue c'est le retrait. Si le béton durci dans l'eau, c'est le phénomène inverse qui se produit c'est-à-dire un gonflement.

Le retrait du béton dépend du dosage en ciment, du rapport eau-ciment (E/C) et des conditions climatiques qui règnent pendant le durcissement. L'effet du retrait est de la même ampleur que celui de la température. La déformation due au retrait est de l'ordre de :

- $1,5 \cdot 10^{-4}$ pour les climats très humides.
- $2 \cdot 10^{-4}$ pour les climats humides.
- $3 \cdot 10^{-4}$ pour les régions tempérées sèches.
- $4 \cdot 10^{-4}$ pour les climats chauds et secs.
- $5 \cdot 10^{-4}$ pour les climats très secs ou déserts.

I.2.4 Le fluage

Dans un essai de compression simple, sous effort constant dans le temps, l'éprouvette de béton continue à se déformer (raccourcissement progressif). Cette déformation lente est le fluage elle tend vers une limite égale au double de celle instantanée. Ce phénomène est dû à la viscosité du matériau et entraîne une chute de la contrainte de rupture en compression de 15% et une chute de 30% de la contrainte de rupture en flexion simple. La déformation due au fluage s'ajoute à celle due au retrait hygrométrique.

I.3. CONSTITUANTS DU BETON

Le béton est un matériau composite ou pierre reconstituée composée d'un mélange de :

- Un squelette formé par les granulats dont le gravier de granularités (5/15) et (15/25) qui permet d'une part de former une disposition plus ou moins ordonnée pour conférer au béton sa résistance et d'autre part le sable (0/5) qui va permettre de remplir les trous qui subsistent entre les granulats.
- Une matrice formée généralement par le ciment. Ce dernier joue le rôle d'un liant. Le choix d'un ciment se fait suivant des critères bien définis.
- L'eau de gâchage nécessaire pour l'hydratation du ciment. Elle confère au ciment son caractère de pâte liante.
- Eventuellement une faible quantité d'adjuvants (superplastifiant, accélérateur de prise, retardateur de prise, etc.).

Ce mélange fait prise en se solidifiant puis durci pour devenir résistant.

I.4. PROPRIETES MECANIQUES DU BETON

Le béton est un matériau hétérogène fragile, plus ou moins poreux qui a un comportement complexe. Le béton durci a une bonne résistance aux efforts de compression notée à l'âge j , par (f_{cj}) . La valeur de (f_{cj}) est définie selon un choix basé sur des critères dont le plus important est l'usage de la structure.

Les bétons courants présentent des résistances comprises entre 20 et 40 MPa. Au-delà de 50 MPa, on parle de bétons hautes performances.

Néanmoins, sa résistance à la traction notée (f_{tj}) est médiocre elle est de l'ordre de (2 à 4) MPa.

Le béton possède deux valeurs de module de déformation pour des déformations instantanées (E_{ij}) et (E_{si}) et un module pour les déformations à long terme ou différées (E_{vj}).

j : l'âge en jours

i : instantané

v : différé

I.4.1 Résistance à la compression

Dans le cas courant, un béton est défini par sa résistance à la compression déterminée par des essais d'écrasement jusqu'à rupture sur éprouvette normalisée âgée de j jours et notée f_{cj} . Cette contrainte est une fonction croissante avec la durée de durcissement et à partir du 28^{ème} jour cette variation s'atténue dans le temps. Pour cette raison, la résistance qui caractérise le béton est déterminée à 28 jours et notée f_{c28} .

On peut admettre pour les grandes valeurs de j une résistance $f_{cj} = 1,1.f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que $f_{c28} \leq 40$ MPa (Figure 1.1).

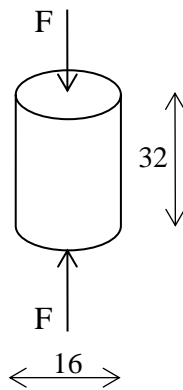


Figure I.1 : Essai de compression centrée sur éprouvette cylindrique 16/32

La résistance à la compression est définie par R_c : $R_c = \frac{F}{B}$ où $B = \frac{\pi.D^2}{4}$

D : diamètre du cylindre (D = 16 cm)

h : hauteur du cylindre (h = 2D = 32 cm)

Dans le cas d'une éprouvette cubique (10x10x10) cm³ : $R_c = \frac{F}{10000}$ [MPa]

F est exprimée en N

I.4.1.1. Résistance du béton préalablement admise

La connaissance de la résistance est nécessaire pour l'élaboration d'un projet de béton. Sachant que la réalisation ne peut avoir lieu qu'après étude, on admettra des résistances préalablement déterminées au laboratoire sur des bétons de différentes classes et dosages qu'on exige pendant l'exécution du projet.

Les valeurs des résistances de calcul exigées pour un béton usuel sont résumées dans le tableau I

I.4.1.2. Relation contrainte-déformation, loi de comportement

Les essais de compression à différents âges du béton permettent d'établir les diagrammes contrainte-déformation dont l'interprétation conduit à l'évaluation de la résistance du béton étudié à l'âge (j), en fonction de la résistance caractéristique à 28 jours.

Tableau I.1 : Evaluation de la résistance du béton à l'âge j jours, en fonction de sa résistance caractéristique à 28 jours

Age du béton en jours	Résistance caractéristique à 28 jours	Résistance à la compression à j jours
$J \leq 28$	$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = j \cdot f_{c28} / (4.76 + 0.83j)$
	$f_{c28} > 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = j \cdot f_{c28} / (1.4 + 0.95j)$
$J = 28$	$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = f_{c28}$ pour les calculs de résistance
$28 < J < 60$		$f_{cj} = j \cdot f_{c28} / (4.76 + 0.83j)$ pour les calculs de déformations
$J > 60$		$f_{cj} = 1,1 \cdot f_{c28}$ pour les calculs de déformations

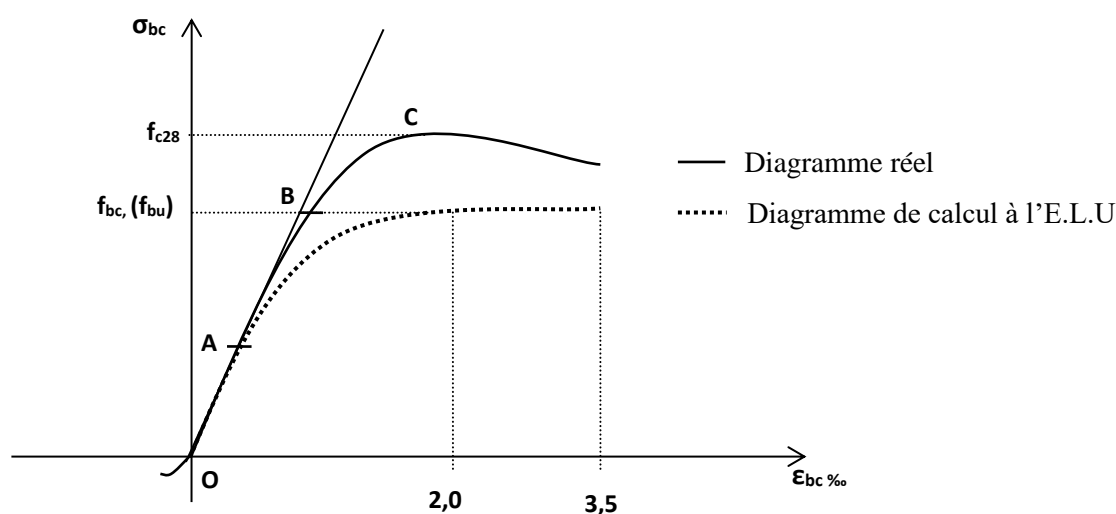


Figure I.2 : Loi de comportement du béton : Diagramme expérimental (réel) et diagramme normalisé (de calcul à l'état limite ultime)

I.4.1.3. Interprétation graphique de la loi de comportement (courbe réelle)

- Déformation instantanée

Cette déformation a lieu sous l'effet des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

OA : Phase élastique manifestée par un comportement linéaire instantané passant par l'origine. Dans ce domaine la déformation est réversible pour de faibles déformations d'où l'application de la loi de Hook :

$$\sigma_{ij} = E_{ij} \cdot \varepsilon_{ij}$$

σ_{ij} : contrainte instantanée à l'âge j

ε_{ij} : déformation instantanée à l'âge j

E_{ij} : module de déformation instantané c'est la tangente à l'origine du repère.

Pour un béton âgé de (j) jours, le module de déformation instantanée est $E_{ij} = 11000 \cdot f_{cj}^{1/3}$

- Déformations différées

Ces déformations sont dues au retrait ou bien au fluage. Sous l'action de charges de longue durée d'application (supérieur à 24 heures), le module de déformation différé (E_v) pour un béton âgé de (j) jours est déterminé par les formules suivantes :

$$E_{vj} = 3700 \cdot f_{cj}^{1/3} \text{ si } f_{c28} < 60 \text{ MPa}$$

$$E_{vj} = 4400.f_{cj}^{1/3} \text{ si } 60 \text{ MPa} < f_{c28} < 80 \text{ MPa sans fumée de silice}$$

$$E_{vj} = 6100.f_{cj}^{1/3} \text{ si } 60 \text{ MPa} < f_{c28} < 80 \text{ MPa avec fumée de silice}$$

Dans le diagramme réel du comportement du béton en compression, nous pouvons distinguer trois phases :

AB : Phase élasto-plastique on peut remarquer dans cette phase qu'après déchargement il y a une déformation résiduelle.

BC : Entre les points B et C l'endommagement du béton avant rupture est remarquable.

C : Rupture spontanée. Déformation irréversible. Phase incontrôlable.

La résistance à la compression de calcul est définie par la relation :

$$f_{bc} = 0.85.f_{cj}/\theta_b*\gamma_b$$

$\theta_b = 1$ pour les charges appliquées plus de 24 heures.

$\theta_b = 0.9$ pour les charges appliquées entre 1 et 24 heures.

$\theta_b = 0.85$ pour les charges appliquées moins d'une heure.

$\gamma_b = 1.5$ à l'Etat Limite Ultime.

$\gamma_b = 1.15$ à l'Etat Limite Accidentel.

Remarque : Sous chargement de longue durée (supérieure à 24 heures), le béton continue à se déformer pour tendre vers une limite égale à $(3. \epsilon_{ij})$.

Le module de déformation différé E_{vj} pouvant conduire au calcul de la déformation limite d'un béton sous charge permanente est égale à $E_{ij}/3$: $E_{vj} = 3700f_{cj}^{1/3}$.

Le module sécant E_{sj} est la pente de la droite passant par l'origine et coupant la courbe au point 0,5 f_{cj} il peut aussi remplacer E_{ij} : $E_{sj} = E_{ij}/1,1$

La contrainte maximale est la contrainte à partir de laquelle une adaptation plastique apparaît pour tendre ensuite vers la rupture.

Dans le diagramme réel, on constate une petite courbure à l'origine du repère représentant la relation contrainte-déformation dans le repère de coordonnées négative. Cette petite courbure interprète le comportement réel du béton en traction.

La résistance à la traction du béton exprimée en MPa est définie par convention à partir des relations suivantes : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ si $f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$

$$f_{ij} = 0.275 f_{cj}^{2/3} \quad \text{si } 60 \text{ MPa} < f_{c28} \leq 80 \text{ MPa}$$

Dans le tableau suivant sont regroupées les valeurs de f_{c28} et f_{t28} des bétons les plus utilisées.

Tableau I.2 : Résistances caractéristiques des bétons ordinaires

f_{c28} [MPa]	f_{bc} (f_{bu}) [MPa]	f_{t28} [MPa]	Béton courant		Béton contrôlé	
			Dosage	Kg/m ³	Dosage	Kg/m ³
			Classe 42,5	Classe 52,5	Classe 42,5	Classe 52,5
16	9.10	1.56	300			
20	11.30	1.8	350	325	325	300
25	14.20	2.10		375	400	350

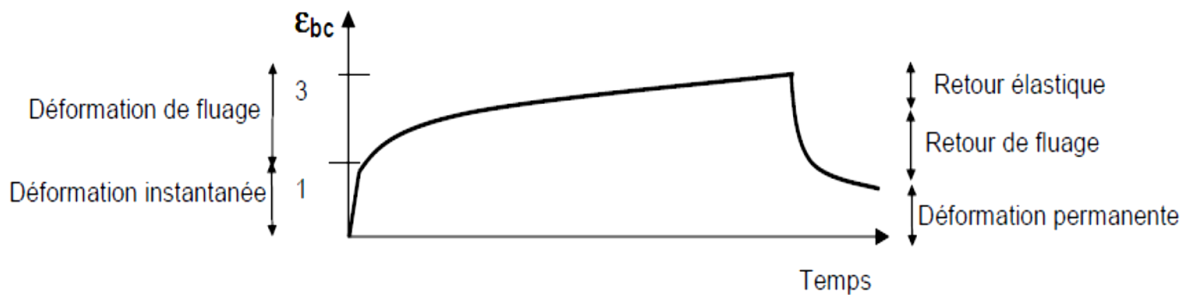


Figure I.3 : Déformation instantanée et différée dues au fluage

I.4.2. Résistance à la traction

La résistance à la traction du béton est généralement déterminée par des essais indirects tels que l'essai de traction par fendage ou bien l'essai de traction par flexion 4 points.

I.4.2.1 Essai de traction par fendage

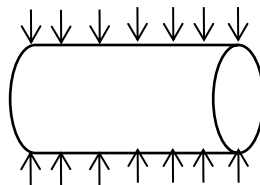


Figure I.4 : Essai de traction par fendage sur éprouvette cylindrique 16/32

La résistance à la traction par fendage est définie par : $Rt = \frac{0,55.F}{D.h}$

D : diamètre du cylindre

h : hauteur du cylindre

I.4.2.2 Essai de traction par flexion

A partir de l'essai de flexion 4 points (Figure I.5), nous pouvons déterminer la contrainte de traction dans la zone tendue. En effet, sur le tronçon CD de la poutre, la flexion est pure ; l'effort tranchant étant nul.

$$\sigma_f = \frac{My}{I_{Gy}} V$$

I_{Gy} : Moment d'inertie par rapport à l'axe yy' passant par le centre de gravité G de la section

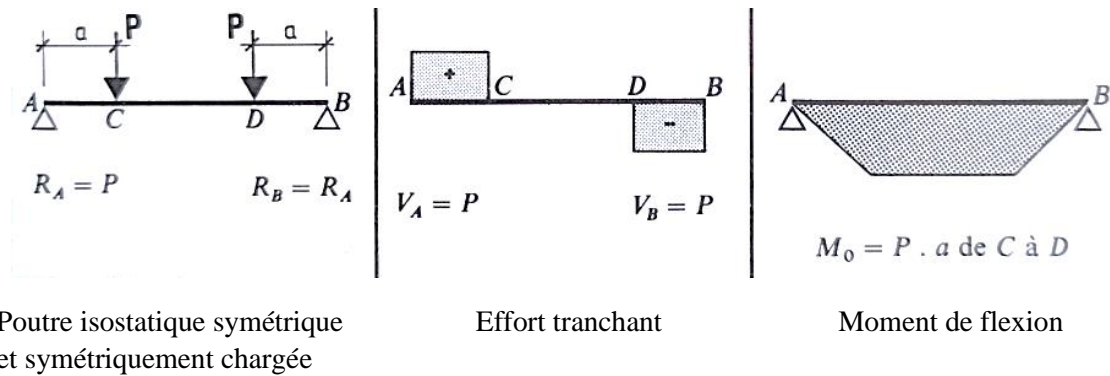


Figure I.5 : flexion 4 points

1.5. L'ACIER

L'acier est un alliage fer-carbone.

On distingue :

- Les aciers doux contenant de 0,15 à 0,25 % de carbone.
- Les aciers mi-durs et durs contenant de 0,25 à 0,40 % de carbone.

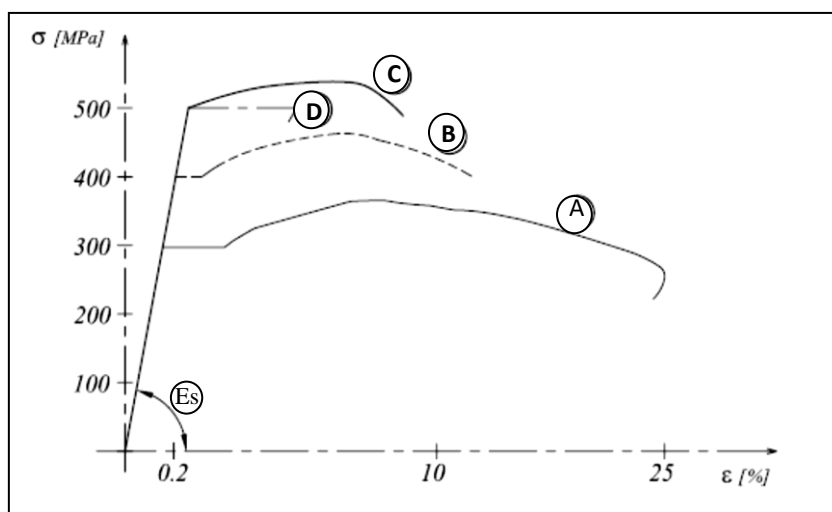


Figure I.6 : Relation Contrainte-Déformation des aciers pour armatures de renforcement du béton
(diagramme réel)

La figure I.6 montre 4 courbes A, B, C et D, de comportements des aciers basés sur leurs compositions chimiques. Ces courbes représentent respectivement :

- A. L'acier doux non traité thermiquement ayant une valeur limite de résistance élastique garantie de 215 ou 235 MPa. Ces aciers existent en ronds lisses notés \emptyset , actuellement utilisées principalement pour les crochets de levage et à haute adhérence pour la confection des armatures transversales. Ces barres ont une grande déformation à la rupture et peuvent être pliées et dépliées. Elles sont fabriquées à partir d'acier naturel.
- B. Acier de type 1 : Il s'agit d'acier laminés à chaud, naturellement durs, dit à haute adhérence. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 400 MPa et un allongement de 14%.
- C. Acier de type 2 : Ce sont des aciers laminés à chaud et écrouis* avec faible réduction de section par traction-torsion. Ce sont des aciers à haute adhérence. Ils ont une limite d'élasticité garantie de 500 MPa et un allongement à la rupture de 12%.
- D. Les aciers laminés à chaud par tréfilage qui conduit à une forte réduction de section. Ces aciers fortement écrouis sont utilisés pour la fabrication des treillis soudés et fils d'acier. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500 MPa et un allongement à la rupture de 8%.

*L'écrouissage est un traitement qui permet d'augmenter la limite d'élasticité, de réduire le palier de plasticité.

Les quatre types d'acier ont le même comportement élastique d'où le même module de Young soit 200 000 MPa et une déformation élastique f_e/E_s pour l'acier FeE400 de 0,002.

En résumé, quatre types d'acier à haute adhérence sont utilisés pour armature à béton dont les courbes (Contrainte-Déformation) de calcul sont montrées dans les figures I.5 et I.6 :

Type 1 : armatures à haute adhérence obtenues par laminage à chaud d'un acier naturellement dur.

Type 2 : armatures à haute adhérence obtenues par laminage à chaud suivi d'un écrouissage sans réduction de section (par traction ou par torsion).

Type 3 : armatures à haute adhérence obtenues par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage et ou laminage à froid entraînant une forte réduction de section.

Type 4 : treillis soudés.

1.5.1. Caractéristiques mécaniques de l'acier

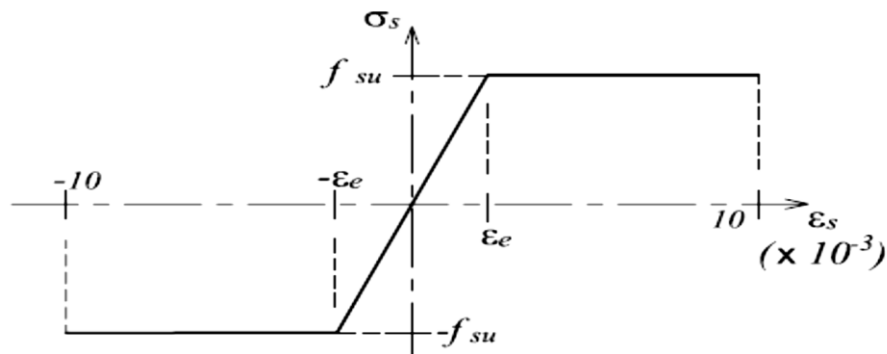


Figure I.7 : Relation Contrainte-Déformation (diagramme de calcul) types 1, 3, 4 et des Ronds Lisses

Le diagramme de calcul représente deux domaines répartis comme suit :

Phase 1 : $0‰ \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{es}$

Domaine élastique (courbe linéairement croissante montrant que la contrainte est proportionnelle à la déformation). La loi de Hooke est ainsi applicable $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_{es}$

Phase 2 : $\varepsilon_{es} \leq \varepsilon_s \leq 10‰$

Domaine plastique $\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \cdot \gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité sa valeur est :

$\gamma_s = 1,15$ dans tous les cas sauf pour l'état limite accidentel

$\gamma_s = 1$ pour les combinaisons accidentelles.

f_{su} : Contrainte de calcul à l'état limite ultime.

ϵ_{es} : Déformation élastique maximale limite

A l'état limite ultime, le comportement est décrit par une courbe élasto-plastique parfaite :

Caractéristiques mécaniques

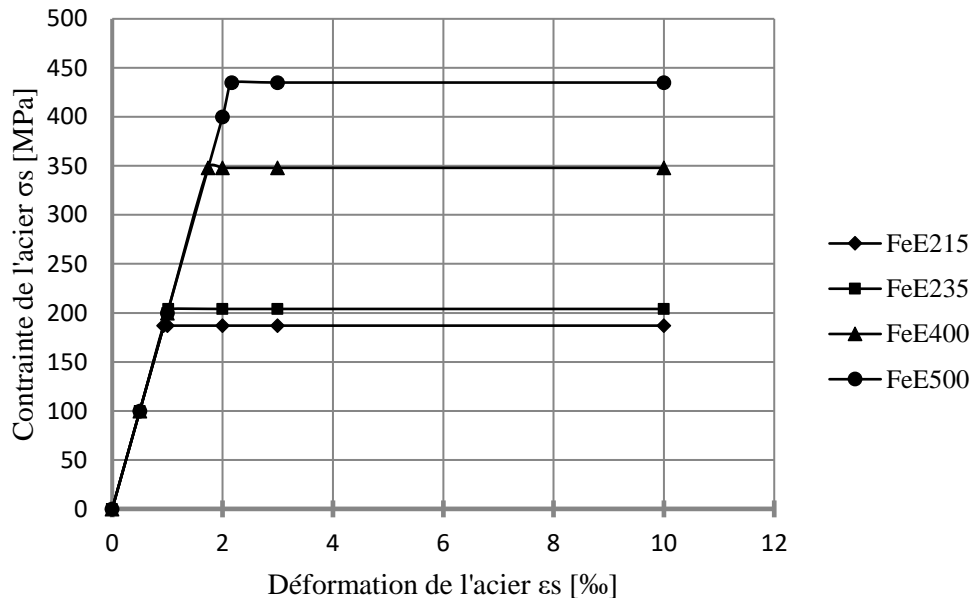


Figure I.8 : Loi de comportement de calcul des aciers pour béton

A l'état limite de service, nous supposons que le matériau travaille dans le domaine élastique. Cet état limite est caractérisé par l'application de la loi de Hooke.

Dans tous les cas le module de déformation élastique $E_s = 200\,000$ MPa.

Les aciers utilisés en béton sont normalisés.

Les nuances sont définies par des lettres FeE (aciers en barres à haute adhérence et ronds lisses), FeTE (acier tréfilé), TLE (acier à très haute limite élastique). Ces lettres sont suivies par un nombre qui indique la valeur nominale de la résistance limite maximale dans le domaine élastique, exprimée en MPa. Par exemple FeE400 acier à haute adhérence naturellement dur sa résistance limite élastique $f_e = 400$ MPa.

Pour les tréfilés lisses la résistance limite est fixée conventionnellement et elle correspond à une déformation rémanente de 2‰.

Pour les armatures de types 2 on peut utiliser la courbe de la figure 6 lorsqu'aucune grande précision n'est recherchée.

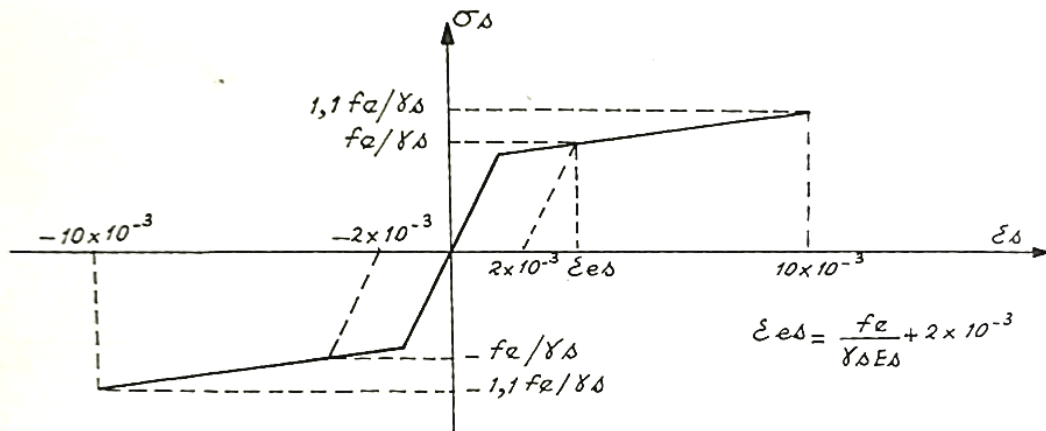


Figure I.9 : Relation Contrainte-Déformation (diagramme de calcul) aciers de types 2

I.5.2. Forme des aciers utilisés

I.5.2.1 Aciers en Barres

Sous forme de barres lisses (\emptyset) ou à haute adhérence (HA) de longueur 12 mètres dont le diamètre est normalisé, de valeur en millimètre égale à :

{ 5 , 6 , 8 , 10 , 12 , 14 , 16 , 20 , 25 , 32 , 40 }



Figure I.10 : Aciers de ferrailage en barres [<https://aqs.dz/produits/rond-a-beton>]

I.5.2.2 Aciers en fils

Sous forme de fils en bobines utilisés pour la confection des treillis soudés, des cadres, des épingles et d'étriers. On trouve les diamètres de 5 à 12 mm à haute adhérence. Ils sont également utilisés pour le ferrailage des éléments préfabriqués en béton armé ou en béton précontraint.



Figure I.11 : Aciers de ferrailage en fils [<https://aqs.dz/produits/fil-machine/>]

I.5.2.3 Aciers en Treillis soudés

Sous forme de rouleaux ou de panneaux (TS). Utilisés pour ferrailer les voiles, les dalles et dallages. Ils sont formés par des armatures à haute adhérence.



Figure I.12 : Aciers de ferrailage Treillis soudés en nappes dans deux directions [<http://www.abounoufel.com/wp-content/uploads/2016/05/treillis-soudee.jpg>]

I.5.3. Valeurs utiles pour le dimensionnement des sections en béton armé

I.5.3.1. Contraintes de calcul des aciers

Dans le tableau I.3 sont groupés les valeurs de calcul des contraintes des aciers pour béton en fonction des déformations.

Tableau I.3 : Quelques valeurs des contraintes en fonction des déformations des aciers utilisés dans le béton armé

FeE215 ($f_e=215\text{MPa}$)		FeE235 ($f_e=235\text{MPa}$)		FeE400 ($f_e=400\text{MPa}$)		FeE500 ($f_e=500\text{MPa}$)	
$\epsilon_{es}=0.9$ 3‰	$f_e/\gamma_s=187\text{MPa}$	$\epsilon_{es}=1.02$ ‰	$f_e/\gamma_s=204\text{MPa}$	$\epsilon_{es}=1.74$ ‰	$f_e/\gamma_s=348\text{MPa}$	$\epsilon_{es}=2.17$ ‰	$f_e/\gamma_s=435\text{MPa}$
ϵ_s [‰]	σ_s [MPa]	ϵ_s [‰]	σ_s [MPa]	ϵ_s [‰]	σ_s [MPa]	ϵ_s [‰]	σ_s [MPa]
0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	100	0.5	100	0.5	100	0.5	100
1	187	1	200	1	200	1	200
2	187	2	204	2	348	2	400
3	187	3	204	3	348	3	435
10	187	10	204	10	348	10	435

I.5.3.2. Aires des sections transversales des aciers adoptés pour le renforcement du béton

Le tableau I.4 illustre les valeurs des sections d'une à dix barres ainsi que leurs masses linéaires

Tableau I.4 : Masses linéaires et aires des sections en cm² de 1 à 10 barres d'acier utilisé pour le ferrailage du béton

Diamètre nominal [mm]	Masse [kg/m]	SECTIONS NOMINALES [cm ²]									
		NOMBRE DE BARRES									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0,221	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,82
8	0,392	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	4,912
10	0,613	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,683
12	0,882	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,062
14	1,201	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,051
16	1,568	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	19,668
20	2,450	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	30,72
25	3,829	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,54	34,36	32,27	44,18	48,008
32	6,273	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	78,653
40	9,802	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,67

I.6. LE BETON ARMÉ

Pour remédier à l'insuffisance en traction, on a associé au béton, l'acier dont la résistance à la traction et à la compression est de l'ordre de 200 à 500 MPa selon la nuance.

Cette association donne naissance au béton armé. Ce matériau qui a prouvé son efficacité depuis le 19^{ème} siècle quand un jardinier nommé Joseph MONIER (1823-1906) a inventé le « ciment armé ». Il a déposé, entre 1867 et 1891, des brevets relatifs à un système à base de fer et de ciment pour fabriquer des bacs à fleurs, des tuyaux et des réservoirs à eau.

La différence du comportement en traction et en compression du béton est due à la propagation des microfissures et à la présence de bulles d'air entre la matrice cimentaire et les granulats.

En effet, les fissures initiales vont évoluer selon le sens de la sollicitation. En compression, les fissures perpendiculaires aux contraintes vont se refermer sans se propager et celles parallèles aux contraintes ne sont pas directement sollicitées et vont peu évoluer. La présence des défauts initiaux de la matière a donc beaucoup moins d'influence sur la rupture. Cependant en traction, les microfissures orientés perpendiculairement au sens de sollicitations, vont évoluer dès que les contraintes ont atteint la ténacité du matériau. Ce sont les microfissures perpendiculaires aux contraintes de traction qui vont se propager. La rupture par traction du béton se termine par la scission de l'échantillon en deux parties pour des contraintes de quelques MPa. C'est donc la présence de défauts et la ténacité faible du béton non armé qui sont responsables de sa faible résistance en traction.

Le béton armé est donc un matériau composite. Les barres d'acier doivent être parfaitement liées à ce matériau, de manière à avoir un ensemble monolithique cohérent afin de lui apporter un meilleur comportement en particulier au niveau des zones tendues.

Ceci ne peut être atteint qu'avec un dosage étudié du béton, et une bonne utilisation des armatures tout en respectant les règlements de suivi et de réalisation en vigueur sur chantier.

Chapitre II

PRESCRIPTIONS REGLEMENTAIRES

II.1. REGLE DES TROIS PIVOTS

II.1.1 Hypothèses de calcul à l'état limite ultime de résistance

- Hypothèse de Navier-Bernouilli

La section normale à la fibre moyenne plane avant déformation (AB) reste plane après déformation (A'B').

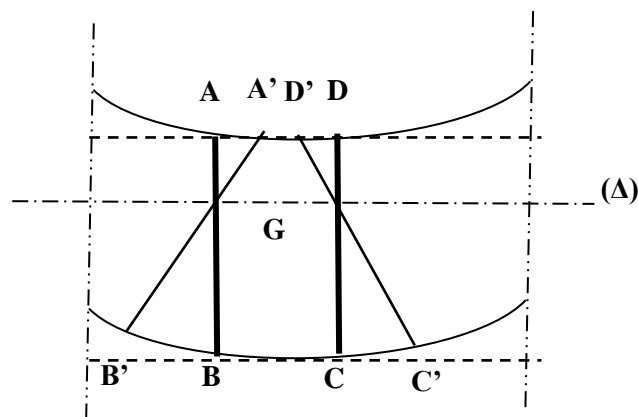


Figure II.1 : Hypothèse de Navier-Bernouilli

Le diagramme des déformations dans la section AB est illustré par la droite A'B'.

L'intersection entre la droite AB et la droite A'B' est le point G ; il représente le centre de gravité de la section.

Le point G appartient à la droite Δ celle-ci représente l'axe neutre (la déformation et la contrainte sont nulles).

La déformation d'une fibre quelconque est proportionnelle à sa distance à l'axe neutre.

- L'adhérence entre l'acier et le béton est supposée être parfaite (il n'y a pas de glissement entre la barre d'acier et le béton qui l'enrobe).

- La résistance à la traction du béton est négligée. Les contraintes de traction sont entièrement équilibrées par les aciers.
- Les positions que peut prendre le diagramme de déformation sont celle définies dans la règle des trois pivots ci-dessous.
- La déformation dans les armatures $\varepsilon_s \leq 1 \%$ dans tous les cas.

La déformation dans le béton $\varepsilon_c \leq 0.35 \%$ dans le cas de la flexion simple ou composée.

La déformation dans le béton $\varepsilon_c = 0.2 \%$ dans le cas de la compression simple.

- Le diagramme de calcul pour le béton est parabole-rectangle ou bien rectangle simplifié (en flexion).
- Le diagramme de calcul pour l'acier est élastique linéaire entre $\varepsilon_s = 0$ et la limite élastique ε_{el} . Il est constant au-delà de cette limite.
- La section totale d'un groupe de barres tendues ou comprimées disposées en plusieurs lits est remplacée par une section unique supposée située au centre de gravité de l'ensemble.

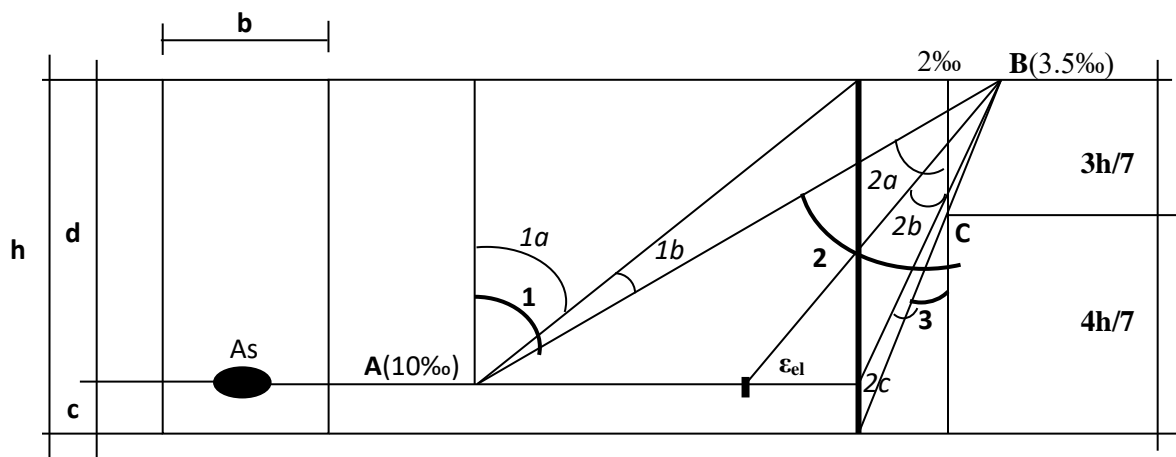


Figure II.2 : Règle des trois pivots

II.1.2 Notations

h : hauteur de la section droite.

b : largeur de la section droite.

d : hauteur utile.

c : enrobage des armatures.

A_s : section d'armatures tendues.

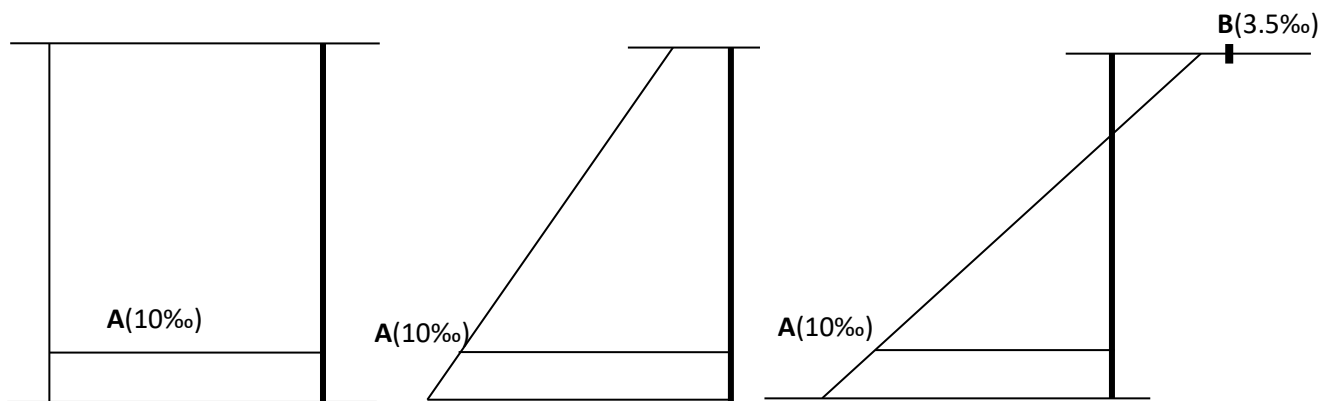
On distingue trois pivots :

Pivot A : il correspond à une déformation (allongement) dans le centre de gravité des armatures tendues $\epsilon_s = 10\text{‰}$ c'est le domaine 1 qui est composé de deux sous-domaines (1a et 1b).

Pivot B : il correspond à une déformation (raccourcissement) dans la fibre la plus comprimée du béton $\epsilon_c = 3.5\text{‰}$ c'est le domaine 2 qui est composé de trois sous-domaines (2a, 2b et 2c).

Pivot C : il correspond à une déformation $\epsilon_c = 2\text{‰}$ dans la fibre de béton située à $3h/7$ de la fibre la plus comprimée c'est le domaine 3.

II.1.3 Illustrations du Domaine 1



Traction simple $\epsilon_s = 10\text{‰}$

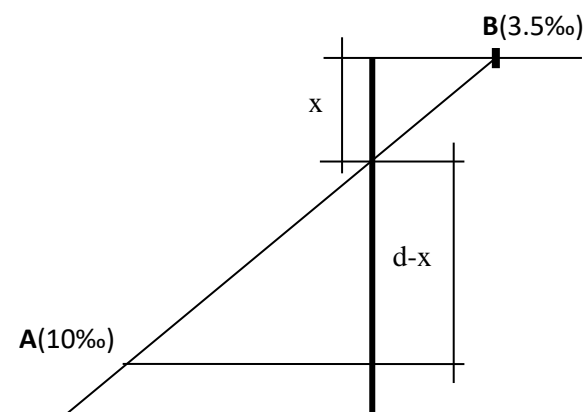
(1a)

Flexion composée
Section totalement tendue

(1a)

Flexion simple ou composée

(1b)



(1b)

Flexion simple ou composée.

Cas limite du domaine 1.

Droite commune entre le pivot A et le pivot B.

$\epsilon_s = 10\text{‰}$ et $\epsilon_c = 3.5\text{‰}$

$\epsilon_c / \epsilon_s = x / (d-x)$.

D'où: $x = 0.259.d$

Figure II.3 : Les différents états de déformations dans le Pivot A (Domaine 1)

Si $x \leq 0.259$ le diagramme passe par **A**

Si $x > 0.259$ le diagramme passe par **B**

II.1.4 Illustrations du Domaine 2

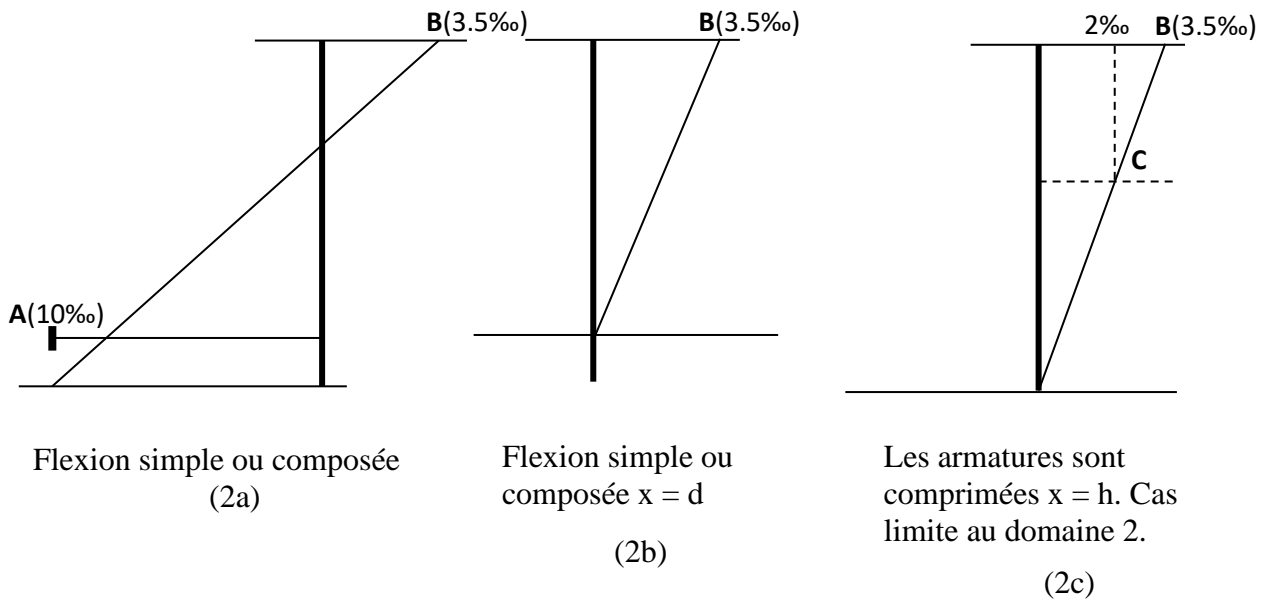


Figure II.4 : Les différents états de déformations dans le Pivot B (Domaine 2)

Le diagramme passe par **B** si $0.259 \leq x \leq h$

II.1.5 Illustrations du Domaine 3

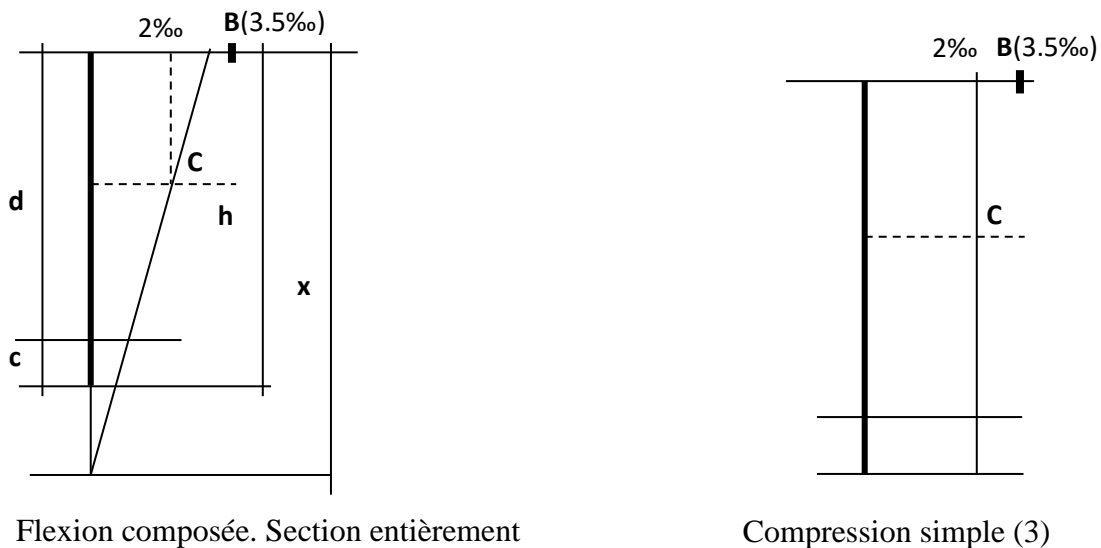


Figure II.5 : Les différents états de déformations dans le Pivot C (Domaine 3)

Le diagramme passe par **C** si $x \geq h$

II.2 LES ETATS LIMITES

Les règlements adoptés dans ce programme sont :

- Le CBA93, document technique réglementaire D.T.R-B.C. 2-41, Règle de conception et de calcul des structures en Béton Armé.
- Les règles BAEL91, BAEL99 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites applicables depuis le 16 octobre 1979 et modifiées en 1983, 1991 et en 1999.

L'analyse des constructions est basée sur leurs fonctions principales de résistance, de portance des charges qui leur sont destinées, de transmission de ces charges aux différents éléments de structure, de stabilité et de durabilité.

L'article A.1.2 du BAEL 91 précise la définition d'un état limite comme suit :

Un Etat Limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

Les états limites à considérer dans le calcul du béton armé selon les règlements en vigueur sont :

II.2.1. Les états limites ultimes (ELU)

C'est l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte et son dépassement entraîne la ruine de l'ouvrage.

Il correspond aux limites suivantes :

II.2.1.1 Etat limite Ultime de résistance

La sollicitation résistante d'une section doit être supérieure à celle produite par les charges appliquées. Pour cela, la résistance des matériaux constitutifs sont affectés par des coefficients de sécurité :

γ_b pour la résistance caractéristique du béton f_{c28}

γ_s pour la limite d'élasticité de l'acier f_e

II.2.1.2 Etat limite Ultime de stabilité de forme

La ruine de la structure atteinte par la perte de la stabilité de l'un de ses éléments avant d'atteindre la limite de résistance : instabilité élastique due au flambement (exemple les poteaux).

II.2.1.3 Etat limite Ultime d'équilibre statique

La ruine de la structure par renversement de l'ensemble de la construction (exemple les murs de soutènement).

II.2.2. Les états limites de service (ELS)

Ces états correspondent à assurer les conditions normales d'exploitation et de durabilité des ouvrages. Les conditions requises à l'ELU ne sont pas suffisantes si la construction est affectée par des fissurations et (ou) des déformations excessives qui peuvent entraîner des gênes importantes vis-à-vis de l'exploitation adéquate de la bâtisse.

On distingue trois états limites :

II.2.2.1 Etat limite de service de compression du béton

Afin d'éviter l'écrasement, la rupture et la fatigue du béton sa résistance d'utilisation est limitée à 60% de la résistance caractéristique à la compression du béton utilisé.

II.2.2.2 Etat limite de service d'ouverture de fissures

Dans les zones tendues le béton est fissuré. Pour éviter la corrosion des armatures, l'ouverture de fissure est limitée selon le milieu environnant :

Fissuration Peu nuisible ou peu préjudiciable : lorsqu'il n'y a aucun danger de corrosion des armatures.

Fissuration préjudiciable : lorsqu'il y a risque de corrosion des armatures.

Fissuration très préjudiciable : lorsqu'il y a risque de corrosion des armatures augmenté par la présence d'agents favorisant ce risque tels que les milieux agressifs salés, acides, etc.

II.2.2.3. Etat limite de service de déformation

Les charges et les sollicitations qui en découlent entraînent différentes déformations dans les éléments porteurs de la structure. Il est indispensable de limiter ces déformations dans les limites admissibles suivant l'utilisation des éléments (exemple les flèches dans les poutres).

II.3 LES ACTIONS

Les actions sont des forces ou des moments ou des déformations (dilatation, retrait, tassement...) appliqués sur les structures.

Ces forces sont déterminées et évaluées selon les règlements d'après :

L'usage et l'importance des ouvrages.

Les conditions climatiques

La zone sismique

On distingue deux classes pour ces actions :

II.3.1 Les actions permanentes (désignées par G)

Elles sont constantes ou très peu variable dans le temps. Elles sont dues aux :

Poids propre de la structure et de tous les éléments secondaires existant durant la vie de la structure. Il dépend des matériaux mis en œuvre et des dimensions adoptées (poids volumiques) et des équipements fixes.

Les poussées des terres

Les pressions hydrauliques (nappes phréatiques).

Le retrait

Le fluage

Les tassements

II.3.2 Les actions variables (les surcharges de base sont désignées par Q_1 et les surcharges d'accompagnement pas Q_i)

Les surcharges d'exploitation (Q) résultant de l'usage du bâtiment englobent le poids des utilisateurs et de tout ce qui est nécessaire pour l'usage normal de la structure. Les normes et les règlements en vigueur définissent les valeurs et les modes d'application de ces surcharges (exemple pour un plancher de bâtiments d'habitation est de $1,5 \text{ kN/m}^2$).

Les surcharges climatiques (W désignant l'action du vent et S_n désignant l'action de la neige)

Ces charges dépendent de la région, du site, de l'altitude et des dimensions de la structure.

Les actions de la température (désignées par T : variation uniforme de la température).

Les actions accidentelles (désignées par F_A ou bien E). Elles sont dues aux actions rares et de courtes durées comme le séisme, les chocs et les explosions. L'évaluation de leurs intensités est définie par des textes réglementaires.

II.4. LES COMBINAISONS D'ACTIONS

Les sollicitations qui résultent de l'action des forces extérieures sont déterminées après combinaison des actions.

Une construction peut connaître plusieurs situations. Le principe est de définir la ou les situations extrêmes pour la superposition des effets.

Notations

G_{\max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : ensemble des actions permanentes favorables

Q_1 : action variable de base

Q_i : actions variables d'accompagnement.

II.4.1 Combinaisons d'actions à considérer à l'ELU

Combinaison fondamentale : Article A.3.3,21 du BAEL

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} \cdot Q1 + \sum 1.3 \Psi_{0i} \cdot Qi$$

$\gamma_{Q1} = 1.5$ dans le cas général

$\gamma_{Q1} = 1.35$ dans le cas de l'effet de température, les charges d'exploitation de caractère particulier, bâtiments sans présence humaine permanente (bâtiment agricole abritant des animaux)...

Une majoration de 20% de la charge nominale due au vent est envisageable dans le cas de calcul des bâtiments ($W = 1.2W_n$).

Lorsque le vent et la neige agissent simultanément, l'action de la neige est réduite de moitié.

Combinaison accidentelle : Article A.4.3,2 et A.4.3,41 du BAEL

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11} \cdot Q1 + \sum \Psi_{2i} \cdot Qi$$

II.4.2 Combinaisons d'actions à considérer à l'ELS

$$G_{\max} + G_{\min} + Q1 + \sum \Psi_{0i} \cdot Qi$$

Les coefficients de simultanéité Ψ_0 , Ψ_1 et Ψ_2 dans le cas des bâtiments sont données dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Les coefficients de simultanéité Ψ_0 , Ψ_1 et Ψ_2 dans le cas des bâtiments

NATURE DE LA CHARGE		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Exploitation	Archives	0.90	0.90	0.80
	Parcs de stationnement	0.90	0.75	0.65
	Autres	0.77		
Neige	≤ 500 m	0.77	0.15	0
	> 500 m	0.77	0.30	0.10
Vent		0.77	0.20	0
Température		0.60	0.50	0

Chapitre III

ADHERENCE ET ANCRAGE

III.1. INTRODUCTION

L'adhérence représente l'action des forces de liaison entre le béton et l'armature qui s'opposent au glissement longitudinal des barres d'acier par rapport au béton qui les enrobe. Ces forces, créent des frottements qui induisent des contraintes d'adhérence.

Toutes les justifications étudiées dans ce chapitre se font à l'Etat Limite Ultime en visant :

- La limitation de l'entraînement des barres en zone courante.
- La sécurité vis-à-vis de l'ancrage des barres aux extrémités.

III.2. CONTRAINTE D'ADHERENCE

III.2.1 Définition de la contrainte d'adhérence (τ_s)

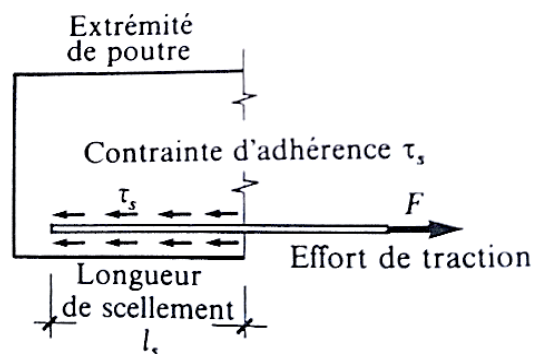


Figure III.1 : Ancrage de la barre dans le béton

Considérons un tronçon d'une barre de diamètre ϕ , de longueur dx et de périmètre $u = \pi\phi$ soumise à un effort de traction F à une extrémité, et $F + dF$ à l'autre extrémité (figure 2).

L'équilibre de ce tronçon est assuré par les forces de frottement qui résultent le long de dx

La contrainte d'adhérence a lieu au niveau du contact de la barre avec le béton qui l'enrobe. Cette contrainte est définie par : $\tau_s = \frac{1}{u} \frac{dF}{dx}$

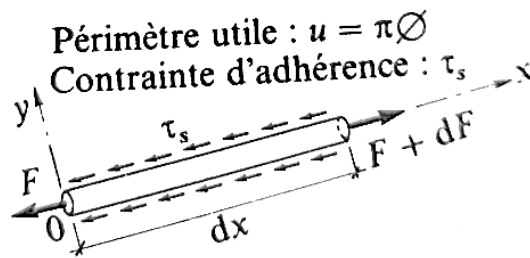


Figure III.2 : La barre isolée de longueur dx : liaison Acier-Béton

$\frac{dF}{dx}$: variation par unité de longueur de l'effort axial exercé sur la barre isolée.

u : périmètre utile de la barre isolée.

III.3. ANCRAGE DES ACIERS EN BARRES

III.3.1. Valeur limite ultime de la contrainte d'adhérence

Sur la longueur d'ancrage nécessaire pour équilibrer l'effort axial agissant sur l'armature, la contrainte d'adhérence est supposée constante. Elle est limitée à :

$$\tau_s = 0,6\psi_s^2 f_{tj}$$

ψ_s : coefficient de scellement.

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton âgé de j jours.

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ [MPa]}$$

Tableau III.1 : Valeurs du coefficient de scellement

Ronds lisses	Acier à haute adhérence
$\psi_s = 1$	$\psi_s = 1,5$

Tableau III.2 : Valeurs de limite de la contrainte d'adhérence à l'E.L.U

	f_{c28} [MPa]	20	25	30	35
	f_{t28} [MPa]	1,8	2,1	2,4	2,7
τ_s [MPa]	$\psi_s = 1$	1,1	1,3	1,4	1,6
	$\psi_s = 1,5$	2,4	2,8	3,2	3,6

La longueur d'ancrage est la longueur nécessaire pour équilibrer l'effort axial exercé sur l'armature.

III.4. ANCORAGE RECTILIGNE

III.4.1. Longueur de scellement droit d'une barre isolée

Condition d'équilibre :

Soient :

F_A : Force de traction au point A

f_c : Résistance limite élastique de l'acier

ϕ : Diamètre de la barre scellée

l_s : Longueur de scellement droit

τ_{su} : Contrainte d'adhérence limite à l'E.L.U

$$F_A = \pi \frac{\phi^2}{4} f_c = \tau_{su} \cdot \phi \cdot l_s$$

$$D'où l_s = \frac{\phi \cdot f_c}{4 \cdot \tau_{su}}$$

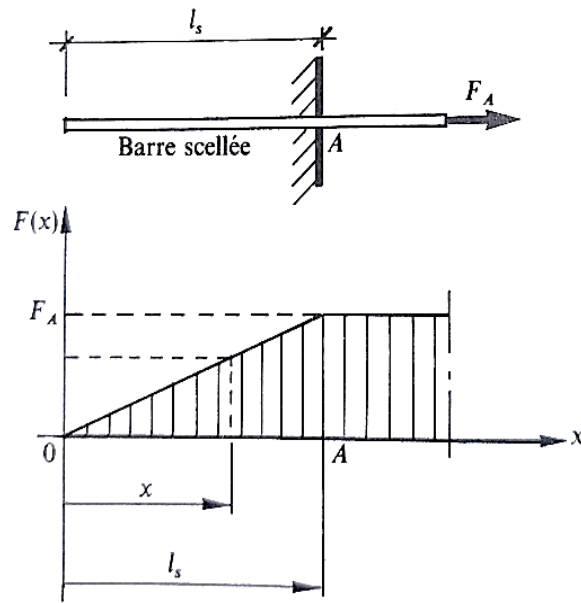


Figure III.3. : Définition du scellement droit

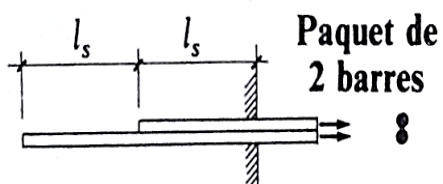
Les longueurs de scellement adoptées à défaut de calcul sont :

Pour l'acier à Haute Adhérence FeE400 : $l_s = 40 \phi$

Pour l'acier à Haute Adhérence FeE500, Ronds Lisses FeE215 et Ronds Lisses FeE235 : $l_s = 50 \phi$

III.4.2. Longueur de scellement dans le cas de paquets

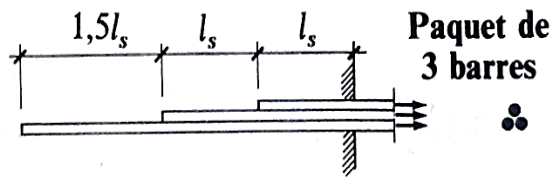
III.4.2.1 Paquet de deux barres



Le périmètre utile d'une barre est : $u_i = \pi \cdot \phi$

Figure III.4 : Longueur de scellement droit pour un paquet de deux barres

III.4.2.2 Paquet de trois barres



Le périmètre utile d'une des 3 barres du paquet est : $u_i = \frac{2}{3} \cdot \pi \cdot \phi$

Figure III.5 : Longueur de scellement droit pour un paquet de trois barres

En général, pour les ancrages rectilignes si la section adoptée A_a est supérieure à la section nécessaire calculée A_c , la longueur d'ancrage peut être réduite dans le rapport A_c / A_a , telle que la valeur de la longueur de scellement minimale :

$$l_{smin} = \text{Max} \left[10 \phi ; l_s \frac{A_c}{A_a} \right]$$

III.5. ANCRAGE COURBE DES BARRES TENDUES

III.5.1 Etude d'un ancrage en arc de cercle

Considérons un crochet avec deux longueurs rectilignes l_1 et l_2 et une courbure BC (figure 6). Ce crochet est soumis à un effort de traction au point A.

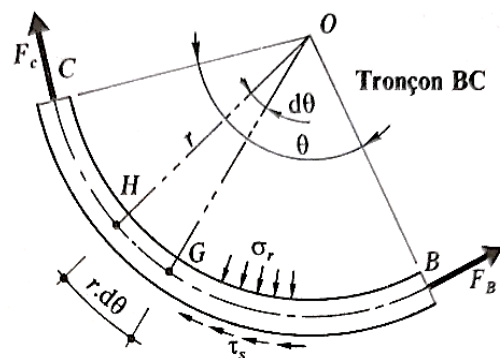
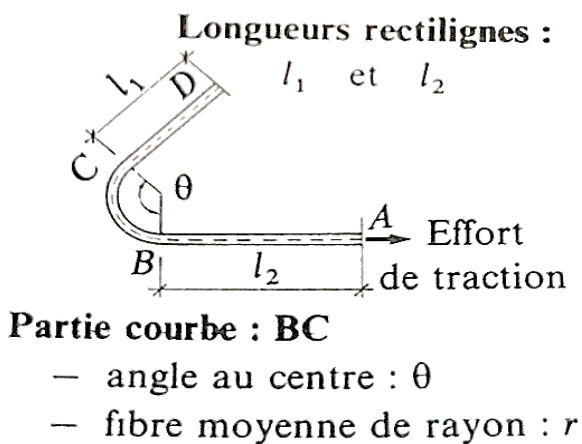


Figure III.6 : Ancrage par courbure (crochet quelconque)

Soient :

F_B : La Force appliquée au point B

F_C : La Force appliquée au point C

σ_r : La Contrainte radiale exercée par le béton sur la barre

τ_s : La Contrainte d'adhérence sur la périphérie de la barre

$r.\theta$: La longueur d'arc sur la fibre moyenne.

Tableau III.3 : La valeur minimale du rayon de courbure

Nuance de l'acier	Cadre, étrier et épingle	Crochets des barres tendues
Ronds lisses	$r = 2 \phi$	$r = 3 \phi$
Haute adhérence	$r = 2 \phi$	$r = 5,5 \phi$

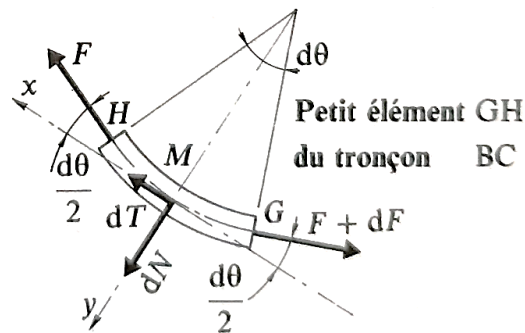


Figure III.7 : Etude de la courbure d'un élément de la courbure en arc de cercle

Traitons l'équilibre d'un petit élément GH appartenant à la courbure BC. Son angle au centre est $d\theta$ et sa longueur d'arc est $r.d\theta$ (figure 7).

Cet élément est soumis à :

- L'effort de traction $F + dF$ au point G.
- L'effort de traction F au point H.
- La composante normale de l'action du béton dN au point M.
- La composante tangentielle de l'action du béton dT au point M.

L'effort tangentiel dT , composante suivant l'axe $[Mx$, est dû à :

- L'effet d'adhérence acier-béton dont l'aire de contact est définie par $ds = \pi \cdot \phi \cdot r \cdot d\theta$ et la force d'adhérence $dF_A = \tau_{su} \cdot ds = \tau_{su} \cdot \pi \cdot \phi \cdot r \cdot d\theta$
- La force de frottement $dF_f = \varphi \cdot dN$

φ : Coefficient de frottement acier-béton. $\varphi = 0,4$.

$$dT = dF_A + dF_f = \tau_{su} \cdot \pi \cdot \phi \cdot r \cdot d\theta + \varphi \cdot dN$$

Selon les équations d'équilibre, nous aurons :

$$\sum F/x = 0 \iff dT + F \cos \frac{d\theta}{2} - (F + dF) \cos \frac{d\theta}{2} = 0$$

Or l'angle $\frac{d\theta}{2}$ est très petit d'où $\cos \frac{d\theta}{2} \approx 1$, de ce fait : $dF = dT = \tau_{su} \cdot \pi \cdot \phi \cdot r \cdot d\theta + \varphi \cdot dN$

$$\sum F/y = 0 \iff dN - F \sin \frac{d\theta}{2} - (F + dF) \sin \frac{d\theta}{2} = 0$$

Or l'angle $\frac{d\theta}{2}$ est très petit d'où $\sin \frac{d\theta}{2} \approx \frac{d\theta}{2}$

$$\text{Il en résulte que } dN = F \cdot d\theta + dF \cdot \frac{d\theta}{2} \implies dN = F \cdot d\theta$$

III.5.2. Ancrage courant avec partie courbe

La disposition des ancrages par courbure aux extrémités des barres est réalisée de façon à réduire ou équilibrer les poussées au vide qui pourraient résulter de la réaction mécanique (figure III.8).

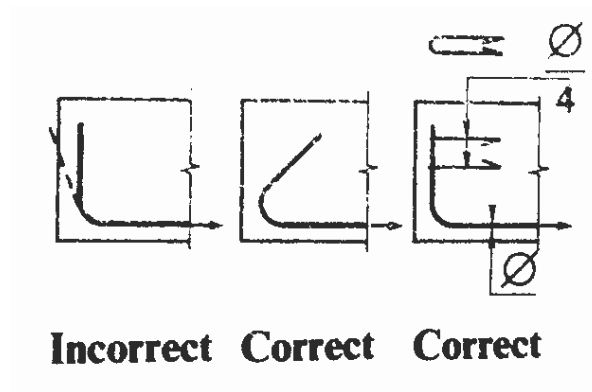
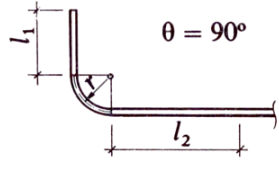
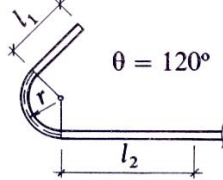
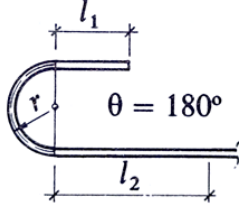
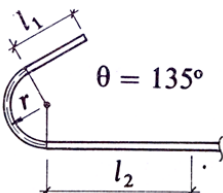


Figure III.8 : Ligature de diamètre de l'ordre de $\phi/4$ afin d'éviter la poussée au vide

Dans le tableau ci-dessous (III.4) sont groupés les caractéristiques des ancrages courants.

Tableau III.4 : Caractéristiques des ancrages courbes courants

Crochets courants	Conditions d'ancrage
<p>Angle de 90°</p> $1,87 l_1 + l_2 \geq l_s - 2,19r$ <p>Crochet à retour d'équerre : il est recommandé de disposer une ligature pour relier l_1 à la masse de béton.</p>	
<p>Angle de 120°</p> $2,31l_1 + l_2 \geq l_s - 3,28r$	
<p>Angle de 180°</p> $3,51l_1 + l_2 \geq l_s - 6,28r$	
<p>Angle de 135°</p> $2,57l_1 + l_2 \geq l_s - 3,92r$	

Quant à la cotation sur les plans de génie civil, elle est réalisée selon le schéma de la figure 8, en tenant compte de la longueur développée (l_d) nécessaire pour l'ancrage.

$$l_d = l_1 + r \cdot \theta + l_2$$

d_2 : longueur utile sur appui.

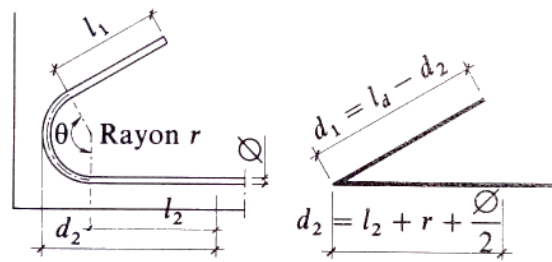


Figure III.9 : Longueur de barre nécessaire pour l'ancrage courbe

III.6. ANCRAGE DES CADRES, ETRIERES ET EPINGLES

Les ancrages des extrémités des barres façonnées en cadres, étriers et épingles sont assurés par courbures suivant le rayon minimal (figure 10).

Les parties courbes sont prolongées par des longueurs rectilignes minimales de :

Cinq fois le diamètre pour un arc de 180°

Dix fois le diamètre pour un arc de 135°

Quinze fois le diamètre pour un arc de 90°

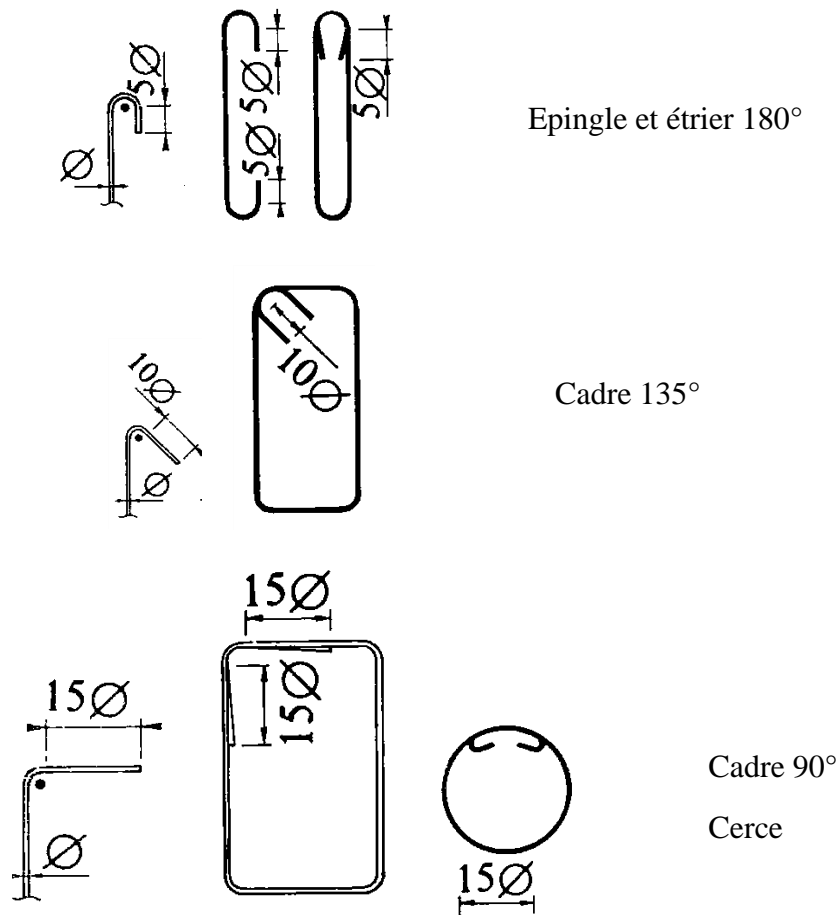


Figure III.10 : Façonnage des armatures transversales : cadres, étriers et épingles

III.7. RECOUVREMENTS

Dans le cas des armatures de longueur insuffisante (ou bien qui dépasse la longueur des aciers en commerce), il est nécessaire d'assurer la transmission des efforts qui ne se fait que par la continuité des barres adoptées. Pour cela la jonction entre les armatures s'avère indispensable et efficace pour assurer ce rôle mécanique.

Les armatures en question peuvent être tendues ou comprimées, telles que les aciers longitudinaux des poutres fléchies (barres horizontales), ou bien les aciers des poteaux (barres verticales), réalisés en élévation et par niveau.

Les procédés de réalisation de ces recouvrements sont assurés par :

- Utilisation de manchon (nécessite des essais rigoureux).
- Soudure bout à bout (procédé couteux)
- Recouvrement simple par superposition (le procédé le plus utilisé).

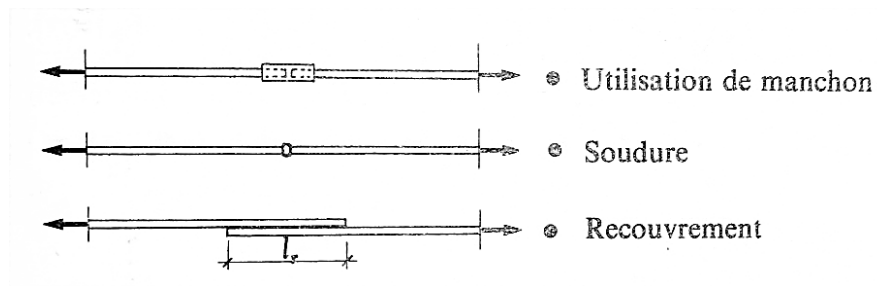


Figure III.11 : Procédés de réalisation des jonctions des barres d'acier

III.7.1. Recouvrement simple aux extrémités des barres rectilignes tendues

l_r : La longueur de recouvrement.

c : Distance entre axes des barres.

La transmission des efforts est assurée par l'adhérence et les frottements.

si $c \leq 5\phi$ $l_r = l_s$

si $c > 5\phi$ $l_r = l_s + c$

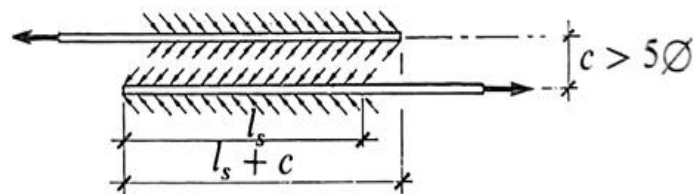


Figure III.12 : Recouvrement simple (adhérence + frottement) sur la longueur l_r

III.7.2. Recouvrement par couvre-joint

$l_r = 2l_s$

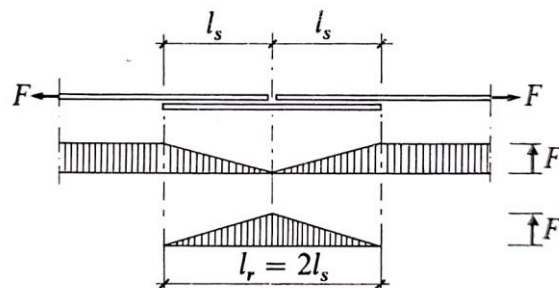


Figure III.13 : Recouvrement par couvre-joint

III.7.3. Recouvrement des barres tendues avec crochets normaux aux extrémités

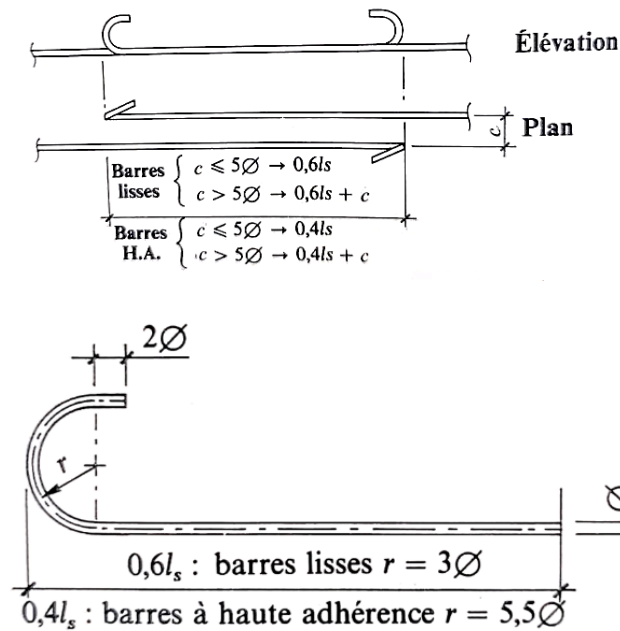


Figure III.14 : Recouvrement des barres avec crochets

Tableau III.5 : Longueurs de recouvrement l_r de deux barres de même diamètre avec crochets normaux

Ronds lisses FeE215 et FeE235	Acier à haute adhérence FeE400 et FeE500
$c \leq 5\phi \quad l_r = 0,6l_s$	$c \leq 5\phi \quad l_r = 0,4l_s$
$c > 5\phi \quad l_r = 0,6l_s + c$	$c > 5\phi \quad l_r = 0,4l_s + c$
Valeur forfaitaire de l_s	Valeur forfaitaire de l_s
$l_s \approx 50 \phi$	$l_s \approx 50 \phi$ pour FeE500
	$l_s \approx 40 \phi$ pour FeE400

III.7.4. Armatures de couture des recouvrements

Les armatures de couture représentent une section au moins égale à la moitié de la section nécessaire pour un scellement droit.

La vérification des armatures de couture n'est pas nécessaire dans les cas suivants :

1. Cas des poutres, si les deux conditions ci-dessous sont simultanément remplies :

La longueur d'ancrage des barres est au moins égale à leur longueur de scellement droit ($l_r \geq l_s$)

Le pourcentage des barres ancrées ne dépasse pas 25% du nombre des longueurs d'ancrage (une barre sur quatre).

2. Cas des dalles et hourdis (excepté pour le ferrailage en treillis soudés), si le pourcentage des barres ancrées ne dépasse pas :

$\frac{1}{3}$ Pour la nappe la plus proche de la paroi.

$\frac{1}{2}$ Pour une nappe séparée de la paroi par une nappe de direction différente.

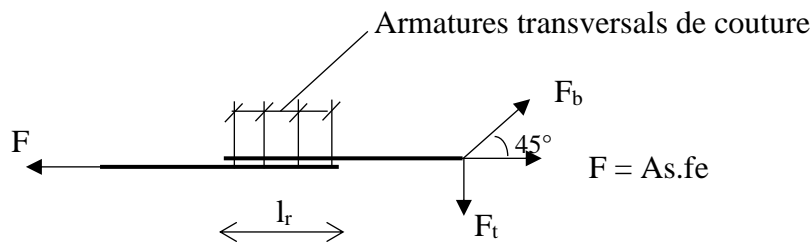


Figure III.15 : armatures de couture (cadres, epingle, étrier) d'une longueur de scellement

F_b : transmission des efforts par bielles de béton inclinées à 45° de l'axe de la barre.

F_t : composante perpendiculaire à l'axe de la barre. Cette composante nécessite des armatures de couture (cadre, épingle, étrier de section A_t) pour être équilibrée.

$$\sum A_t \cdot f_{e_t} \geq A_s \cdot f_e$$

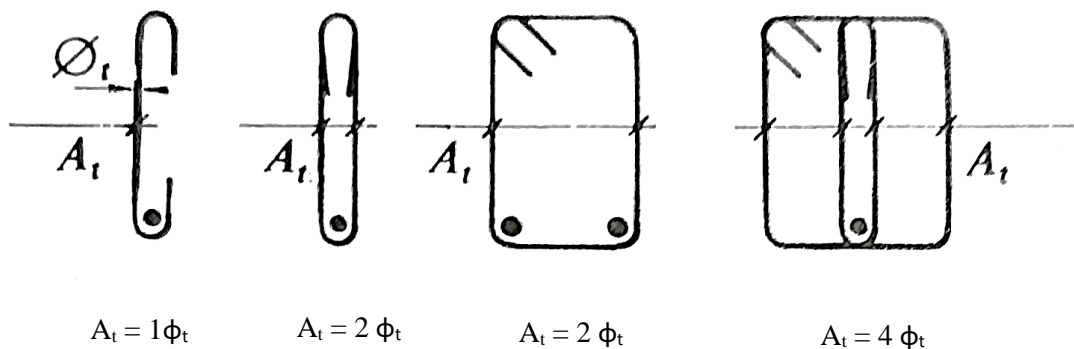


Figure III.16 : Section transversale

Le diamètre des armatures de coutures est choisi le plus petit possible de façon à adopter un nombre de cadres, étriers... suffisant pour la couture de la longueur de recouvrement.

III.7.5. Jonctions des barres comprimées

III.7.5.1. Longueur de recouvrement

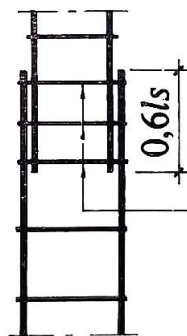
Les jonctions dans le cas des barres comprimées sont obligatoirement rectilignes (les crochets sont interdits).

La longueur de recouvrement, $l_r = 0,6 l_s$ pour les conditions suivantes :

- La barre est toujours comprimée,
- Ne faisant pas partie d'un paquet de trois barres
- et la distance entre-axes des barres ne dépasse pas 5ϕ .

III.7.5.2. Couture et recouvrement des armatures des poteaux comprimés

Dans le cas des poteaux en compression centrée, si le pourcentage d'armatures longitudinales présentant des jonctions par recouvrement est supérieur à 0,5, le nombre de cadres dans la zone de recouvrement doit être supérieur ou égal à 3.



Prévoir au minimum 3 cadres

Figure III.17 : Recouvrement et couture d'un poteau en compression

III.7.6. Recouvrement des treillis soudés

La longueur de recouvrement pour les fils tréfilés lisses (T.S.L) est définie selon le sens porteur comme suit :

- Pour les fils porteurs, il faut prévoir trois soudures sur chaque fil.
- Pour les fils de répartition, il faut prévoir deux soudures sur chaque fil.

La longueur de recouvrement pour les fils à haute adhérence (T.S.H.A) :

$$\text{si } c \leq 5\phi \quad l_r = l_s$$

$$\text{si } c > 5\phi \quad l_r = l_s + c$$

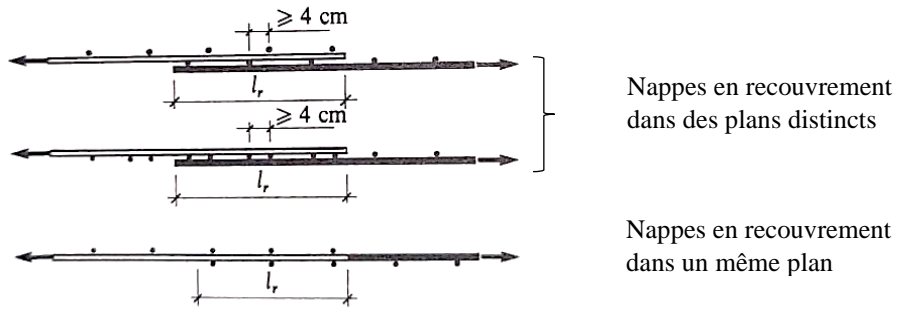


Figure III.18 : Recouvrement des treillis soudés

Chapitre IV

COMPRESSION SIMPLE

IV.1. DEFINITION

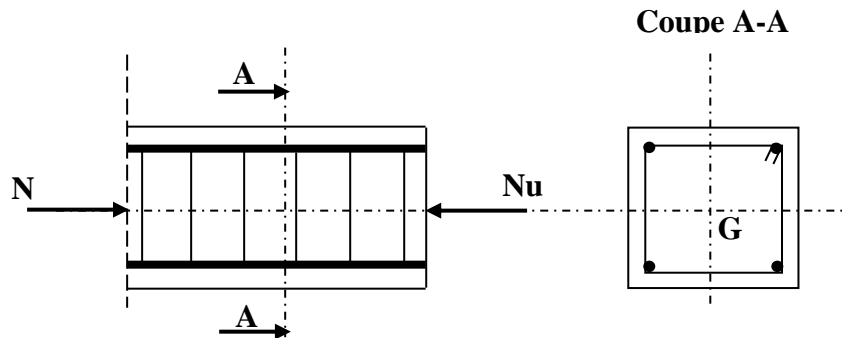


Figure IV.1 : Représentation d'une section de béton armé en compression centrée

La compression simple ou la compression centrée a lieu si :

- L'ensemble des forces extérieures se réduit à un effort normal de compression (N)
- Le point d'application de l'effort N est confondu avec le centre de gravité de la section de béton et de celui des armatures longitudinales.
- L'excentricité de l'effort normal est nulle ou bien trop faible
- L'imperfection de rectitude de l'élément comprimé (par exemple les poteaux) est inférieure au Max (1cm et $H/500$). (H : la hauteur du poteau)
- L'élancement λ est inférieur à 70.

Dans certains cas de bâtiments courants, on rencontre des poteaux sollicités en compression simple :

- Lorsque les forces horizontales sont équilibrées par des refends ou par noyau central... (c'est-à-dire les poteaux ne font pas partie du système de contreventement).
- Lorsque les actions verticales sont centrées ou présentent une excentricité (e) négligeable ($e < \text{la moitié de la dimension du noyau central}$).
- Lorsque les moments en tête et en pied des poteaux sont trop faibles.

Néanmoins, l'imperfection d'exécution, la dissymétrie du chargement et des sollicitations transmises par les poutres, les planchers... engendrent souvent des excentricités qui causent en plus de l'effort normal, des moments.

Théoriquement, si l'effort extérieur ultime peut être totalement équilibré par la section de béton, celle-ci ne nécessitera pas d'être renforcé par l'acier. Cependant, une section d'armature minimale est exigée par les règlements en vigueur.

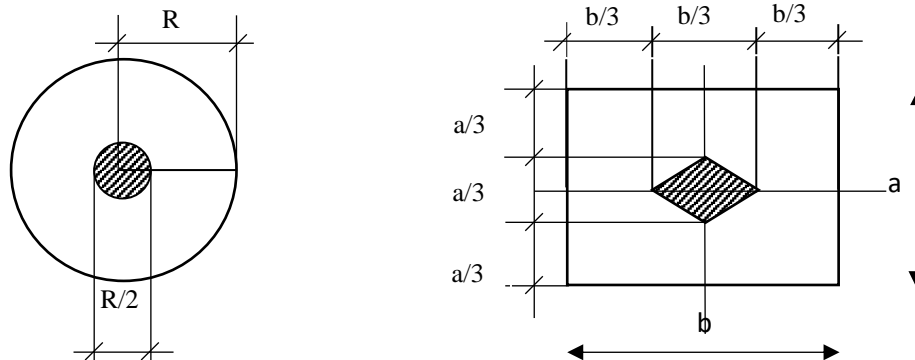


Figure IV.2 : Dimensions du noyau central, cas d'une section circulaire et cas d'une section rectangulaire

IV.2. HYPOTHESES DE CALCUL

- Diagramme Contraintes-Déformations de calcul de l'acier en compression

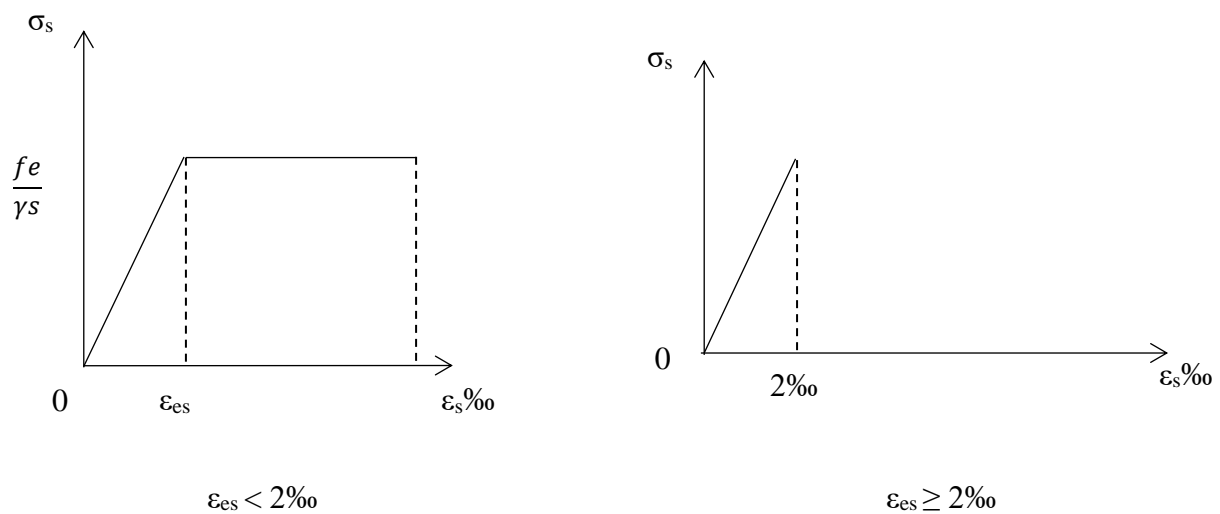


Figure IV.3 : Loi de comportement de calcul de l'acier en compression simple à l'E.L.U

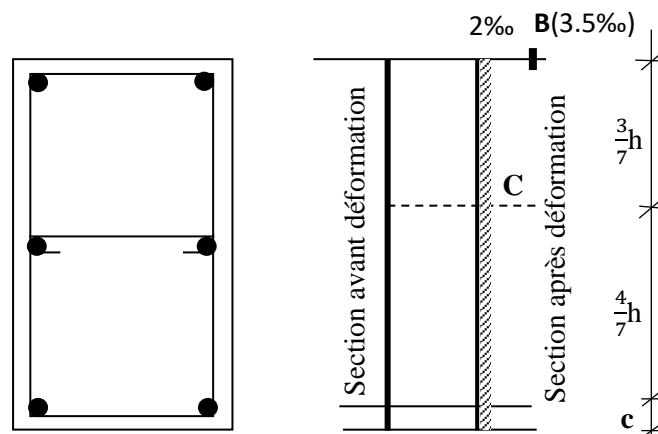


Figure IV.4 : Diagramme de déformation de la section comprimée en béton armé

- Le noyau résistant de la section de béton est situé à l'intérieur du squelette d'acier, d'où la prise en compte d'une section réduite B_r

IV.3. ETATS LIMITES ULTIMES

IV.3.1. Etat Limite Ultime de résistance

Les actions extérieures de compression sont équilibrées par le béton et les aciers.

La déformation optimale admise dans le béton étant de 2‰, d'où $\sigma_c = f_{bu}$.

L'adhérence parfaite entre les deux matériaux conduit à la même déformation dans les aciers :
($\epsilon_s = \epsilon_c = 2‰$).

L'équation d'équilibre serait alors : $N_u = N_s + N_c = A_s \cdot \sigma_s 2‰ + B \cdot f_{bu}$

$$D'où \quad A_s = \frac{N_u - B \cdot f_{bu}}{\sigma_s 2‰}$$






IV.3.2 Etat Limite Ultime de stabilité de forme

IV.3.2.1. Longueur de flambement (L_f)

IV.3.2.1.1. Poteaux isolés

Dans le cas d'un poteau isolé, la longueur de flambement dépend des liaisons des extrémités (en tête et en pied des poteaux) (tableau IV.1).

Tableau IV.1 : Valeur des longueurs de flambement (L_f) pour les poteaux isolés de longueur initiale (L_0)

<p>Libre</p>  <p>Encastré</p>	<p>Articulé</p>  <p>Articulé</p>	<p>Articulé</p>  <p>Encastré</p>	<p>Encastré avec possibilité de mouvement horizontal</p>  <p>Encastré</p>	<p>Encastré</p>  <p>Encastré</p>
$L_f = 2L_0$	$L_f = L_0$	$L_f = 0,7L_0$	$L_f = L_0$	$L_f = 0,5L_0$

IV.3.2.1.2. Poteaux faisant partie de la structure d'un bâtiment

Quant aux poteaux appartenant à la structure d'un bâtiment, on distingue deux cas :

Cas 1 :

Bâtiments contreventés par refends ou voiles en béton armé, (c'est-à-dire sans mouvement horizontal des nœuds). Dans ce cas, deux valeurs du coefficient de flambement sont possibles en fonction du moment d'inertie du poteau (I_{poteau}) et celui des poutres qui lui sont associées (I_{poutre}).

Si $I_{\text{poteau}} \leq I_{\text{poutre}}$ alors $L_f = 0,7 L_0$

Si non $L_f = L_0$

Cas 2 :

Bâtiments contreventés par portiques auto-stables (c'est-à-dire avec mouvement horizontal des nœuds).

$$L_f = K.L_0$$

Le coefficient de flambement K est déterminé à partir du tableau suivant, en fonction du rapport des rigidités du poteau et de la poutre formant le nœud ($\Psi = \frac{I_{\text{poteau}}/L_0}{I_{\text{poutre}}/L}$).

L_0 : Longueur initiale du poteau.

L : Longueur de la travée de la poutre.

K : coefficient de flambement

Ψ : Rapport de rigidité

Tableau IV.2 : Valeurs du facteur de flambement « K » dans le cas des poteaux avec translation horizontal des nœuds.

Ψ	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.5	2	3	4	5	6	7	8	9	10
K	1.04	1.08	1.14	1.18	1.25	1.31	1.46	1.58	1.83	2.04	2.2	2.4	2.54	2.75	2.84	3

IV.3.2.2. Méthode simplifiée de calcul à la stabilité de forme

Cette méthode est applicable si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

1. L'élanement mécanique $\lambda \leq 70$.
2. L'imperfection de rectitude est limitée au Min [1cm et 1/500]

$$\lambda = L_f / i_{\min}$$

i_{\min} : rayon minimal de giration.

$$i_{\min} = \sqrt{I_{\text{poteau}}/B}$$

I_{poteau} : moment quadratique minimal de la section de béton seul par rapport à l'axe passant par son centre de gravité.

B : Aire de la section transversale du poteau (l'élément en compression centrée).

L'équation d'équilibre permet alors de déduire l'effort normal de compression à l'E.L.U :

$$Nu = \alpha \cdot \left[Br \frac{f_{c28}}{1.35} + A_s \cdot \sigma_{s2\%} \right]$$

D'où la section d'armature nécessaire pour renforcer le béton en compression :

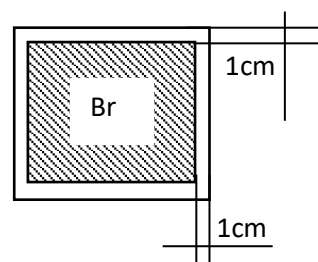
$$A_s = \frac{1}{\sigma_{s2\%}} \left[\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br \cdot f_{c28}}{1.35} \right]$$

α : est un coefficient réducteur définie en fonction de l'élanement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Si } 0 \leq \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Si } 50 > \lambda \geq 70$$

Br : est la section de béton réduite de 1 cm sur le périmètre.



IV.3.3. Sections d'armature de résistance (minimale et maximale) selon le règlement BAEL

$$A_{\min} = \text{Max}\{0,2\% B \text{ et } 4 \cdot \text{le périmètre de la section en mètre}\}[\text{cm}^2]$$

$$A_{\max} = 5\%B$$

Le diamètre minimal des armatures principale dans le cas des poteaux de bâtiments en zone sismique est de 12mm.

IV.4. ETATS LIMITES DE SERVICE

IV.4.1. Etat Limite de Service de compression du béton

Une seule condition requise c'est la limite de compression du béton afin d'éviter sa chute de résistance par fatigue. La contrainte limite d'utilisation est $0,6 \cdot f_{c28}$

On doit vérifier que $\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{c28}$.

A l'ELS, nous sommes en phase élastique la loi de Hooke est applicable

$$N_s = E_c \cdot \varepsilon \cdot B + E_s \cdot \varepsilon \cdot A_s$$

$$N_s = E_c \cdot \varepsilon \left[B + \frac{E_s}{E_c} \cdot A_s \right]$$

$\frac{E_s}{E_c} = 15$: coefficient d'équivalence pour l'homogénéisation de la section de béton armé.

La contrainte d'utilisation du béton comprimé qu'on doit vérifier est donc :

$$\sigma_c = \frac{N_s}{B + 15A_s} \leq 0,6 f_{c28}$$

IV.4.2. Section d'armature A_s prise en compte pour assurer la stabilité de forme

$\lambda \leq 35$: la totalité de la section A_s est prise en compte.

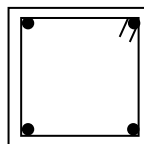


Figure IV.5 : La totalité de la section d'acier est prise en compte (cas de $\lambda \leq 35$)

$\lambda > 35$ et $b/a > 1,1$: Seule la section des aciers disposés de façon à augmenter la stabilité du poteau est prise en compte (disposé de façon à augmenter la rigidité dans le sens où le moment d'inertie est plus faible : la section des barres noires).

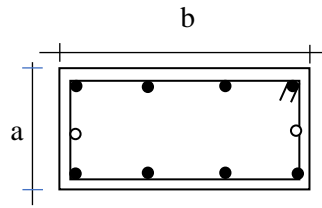


Figure IV.6 : Les armatures non colorées ne sont pas prises en compte

IV.5. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

IV.5.1. Armatures longitudinales

- Les armatures de résistance doivent être disposées parallèlement à l'effort normal et symétriquement par rapport aux axes orthogonaux passant par le centre de gravité (G) de la section sollicitée.
- L'espacement entre deux armatures ne doit pas dépasser la valeur minimale entre 40 cm et le petit côté plus 10 cm (Figure IV.7).

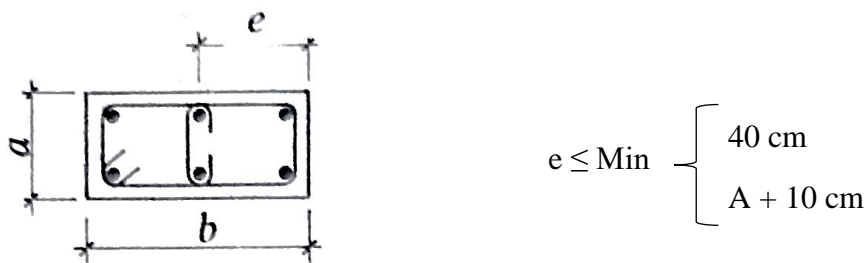


Figure IV.7: Espacement entre les barres longitudinales

- Dans le cas d'une section circulaire, le nombre minimal de barres longitudinales est de 6 (Figure IV.8).

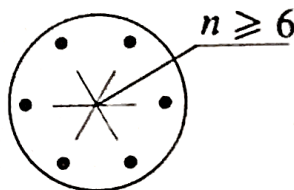


Figure IV.8 : Nombre minimal des barres longitudinales pour une section circulaire

- Dans le cas d'une section hexagonale ou de forme brisée, les armatures longitudinales sont placées dans chaque angle (Figure IV.9).

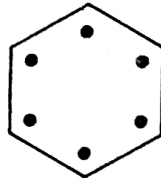
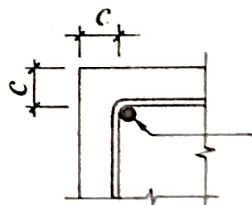


Figure IV.9 : Nombre minimal des barres longitudinales pour une section hexagonale

- L'enrobage (c) (figure IV.10) des aciers longitudinaux (Art. A.7.2.4), doit être supérieur à la valeur maximale entre le diamètre maximal des armatures longitudinales et la dimension maximale des gros granulats (figure).



Armature longitudinale

Figure IV.10 : Enrobage des armatures longitudinales

IV.5.2. Armatures transversales

- Les armatures transversales sont nécessaires pour le maintien des armatures longitudinales et pour éviter leur flambement.
- Le diamètre des armatures transversales (cadres, épingle, étrier) est de l'ordre du tiers du diamètre minimal de l'armature longitudinale ($\phi_t = \Phi_{lmin}/3$)
- L'espacement des armatures transversales s_t est défini par :

$$s_t \leq \text{Min} \left\{ 15 \Phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm} \right\}$$

a : la plus petite dimension de la section

La longueur de recouvrement : $l_r \geq 0,6 l_s$

l_s : longueur de scellement droit ($l_s = 40\Phi$ pour les aciers à haute adhérence) d'où $l_r \geq 24\Phi$

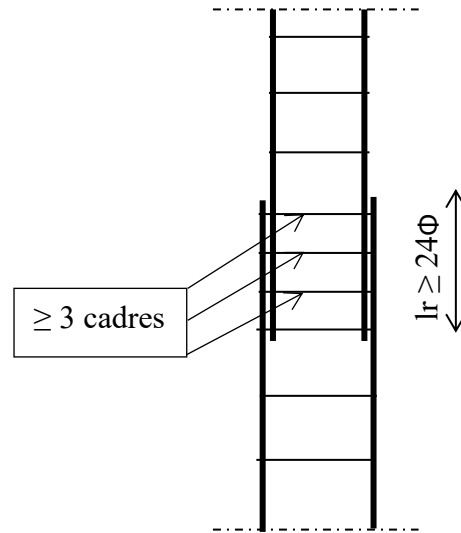


Figure IV.11 : Armatures transversales dans la zone de recouvrement

L'enrobage des armatures transversales (épaisseur de béton couvrant les cadres...) est défini par le règlement BAEL (Art. A.7.1) comme suit :

- 1 cm : lieu couvert clos et sans condensation.
- 2 cm : lieu exposé aux intempéries.
- 3 cm : lieu exposé aux actions agressives.
- 4 cm : milieu littoral, brouillards, salins.

Chapitre V

TRACTION SIMPLE

V.1. INTRODUCTION

Les éléments tendus en béton armé (soumis aux efforts de traction) sont appelés tirants.

Pour ces tirants, dans toute la section droite (S) :

- L'ensemble de toutes les forces se réduit à un effort normal de traction (N).
- Le point d'application de cette force est confondu avec le centre de gravité (G) de la section de béton armé.

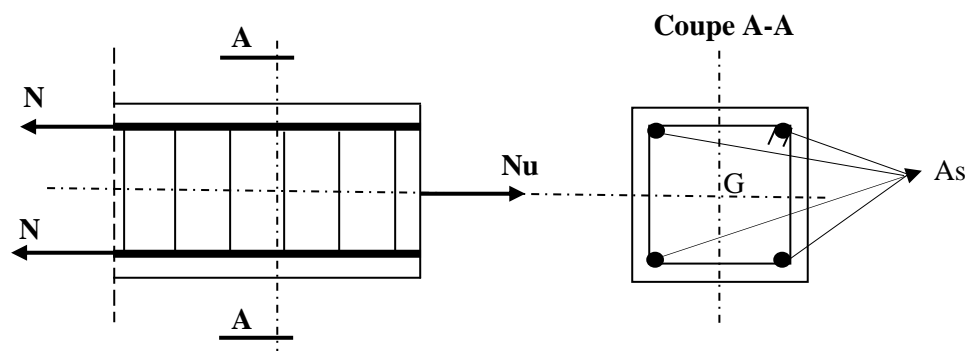


Figure V.1 : Disposition du ferrailage d'un tirant rectangulaire

V.2. HYPOTHESES DE CALCUL

1. Le béton tendu est négligé.
2. L'effort normal de traction (N) est équilibré par les armatures.
3. Les armatures adoptées et la section de béton ont le même centre de gravité (G).
4. Le point d'application de l'effort (N) est confondu avec le centre de gravité (G) dans toutes les sections.
5. La contrainte de calcul de l'acier à l'état limite ultime de résistance (E.L.U.R), est définie par le pivot A (figure V.2), domaine 1 d'où : $\epsilon_s = 10\%$ et $\sigma_s = f_e/\gamma_s$

6. La contrainte de calcul de l'acier à l'Etat Limite de Service d'ouverture de fissures (E.L.S.F), est définie selon le cas de fissuration dans le milieu environnant (Peu préjudiciable, préjudiciable ou très préjudiciable).

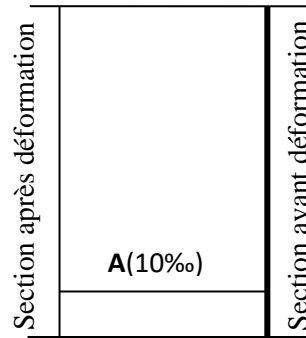


Figure V.2 : Déformation de la section tendue (Pivot A)

V.3. JUSTIFICATION DES ARMATURES LONGITUDINALES

Les armatures longitudinales représentent le ferrailage principal ou de résistance.

Limite Ultime de Résistance

L'état limite ultime de résistance est atteint par écoulement plastique des aciers.

Le béton tendu est négligé. Les efforts de traction sont donc entièrement équilibrés par les aciers. Ce qui se traduit par l'équation d'équilibre entre l'effort extérieur à l'ELU (N_u) et l'effort interne (N_i) suivante :

Sollicitation de calcul : $N_u = 1,35G + 1,5Q$

Equation d'équilibre statique : $\sum N_u = \sum N_i = N_{\text{aciers}}$ (N_u forces externes, N_i forces internes)

$$N_u \leq N_i = N_{\text{acier}} = A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}$$

D'où la section d'armatures tendues :

$$A_s \geq \frac{N_u \cdot \gamma_s}{f_e}$$

V.3.2. Etat Limite de Service

Sollicitation à l'E.L.S : $N_s = G + Q$

Equation d'équilibre statique : $\Sigma N_s \leq \Sigma N_i = N_{\text{aciers}} = A_s \cdot \bar{\sigma}_s$

Sous l'action de traction N_s , le béton est fissuré ce qui cause souvent la corrosion des aciers qui implique la réduction de la section des armatures. Dans le cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable l'ouverture de fissure est limitée. L'utilisation des aciers est alors limitée.

$$\sigma_s = \frac{N_s}{A_s} \leq \bar{\sigma}_s$$

A_s c'est la section d'armatures adoptée c'est-à-dire la section d'acier

La valeur de la résistance limite admissible $\bar{\sigma}_s$ en fonction de la fissuration est donnée par l'un des trois cas suivants :

Cas 1 : Fissuration peu nuisible ou peu préjudiciable

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Dans ce cas les armatures ne risquent pas la corrosion et ne nécessitent aucune limitation de contrainte. Cependant, il est nécessaire de respecter les dispositions constructives des armatures longitudinales et transversales.

Cas 2 : Fissuration Préjudiciable

C'est le cas où la fissuration est située à l'extérieur, exposée aux intempéries ou bien à l'intérieur d'un local avec possibilité de condensations.

Dans ce cas, nous devons limiter la contrainte à l'Etat Limite de Service $\sigma_s = N_s/A_{\text{adoptée}}$ telle que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot ft_j} \right\} \text{ [MPa]}$$

Cas 3 : Fissuration Très Préjudiciable

C'est le cas où la fissuration est exposée aux milieux agressifs comme les fumées d'usines à condensation acide ou bien vapeur salée près de la mer.

Dans ce cas, nous devons limiter la contrainte à l'Etat Limite de Service $\sigma_s = N_s/A_{\text{adoptée}}$ telle que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot ft_j} \right\} \text{ [MPa]}$$

η : est le coefficient d'adhérence acier-béton.

$\eta=1,6$ pour les aciers à haute adhérence $HA \geq 6 \text{ mm}$

$\eta=1$ pour aciers doux Ronds lisses

$\eta=1,3$ pour les aciers à haute adhérence HA < 6 mm

D'où la section d'armatures tendues nécessaire à l'E.L.S :

$$A_s \geq N_s / \bar{\sigma}_s$$

V.4. CONDITION DE NON FRAGILITÉ

Le béton étant un matériau fragile, il résiste mal à la traction. Cependant, la zone tendue non fissurée peut développer un effort interne de traction, $N_t = B \cdot f_{t28}$. Cet effort d'autant plus important que la section de béton est importante, doit être au minimum équilibré par une section d'armature A_s telle que $B \cdot f_{t28} \leq A_s \cdot f_e$

D'où la section d'armature minimale nécessaire pour éviter la fragilité de la section tendue est :

$$A_s \geq B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Cette valeur est donc la section d'armatures minimale à vérifier dans un tirant.

V.5. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

V.5.1. Les armatures longitudinales (principales)

- Les armatures de résistance doivent être disposées parallèlement à l'effort normal et symétriquement par rapport aux axes orthogonaux passant par le centre de gravité (G) de la section sollicitée.
- Le diamètre minimal des barres (B.A.E.L. A.4.5.3) :

En Fissuration préjudiciable : HA \geq 6 mm

En Fissuration très préjudiciable : HA \geq 8 mm

- Ecartement vertical (e_v) (Figure V.3) entre les barres principales tendues doit être supérieur ou égal à la valeur maximale entre le diamètre des barres principales et la grosseur du gros granulat.

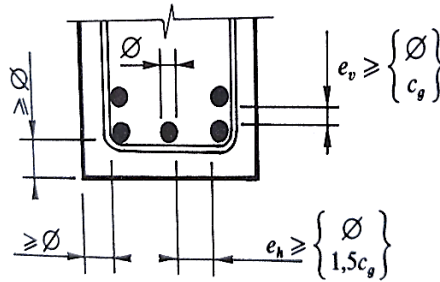


Figure V.3 : Ecartement horizontal et vertical des aciers d'un tirant

- L'écartement horizontal des barres (e_h) entre les barres principales tendues (B.A.E.L. A.8.3) est défini par :

$e_h \geq 4\phi$ si $\phi \geq 20$ en fissuration préjudiciable

$e_h \leq 3\phi$ si $\phi \geq 20$ en fissuration très préjudiciable

C_g : diamètre des gros granulats

- Enrobage des aciers (figure) (B.A.E.L. A.7.1) :

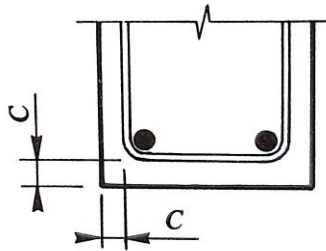


Figure V.4 : Enrobage des armatures d'un tirant

Pour la protection des armatures, l'enrobage (c) (Figure V.4) est au minimum égal à :

4 cm : Ouvrages situés près de la mer ou en atmosphère agressive

3 cm : Ouvrages situés en milieu à actions agressives

2 cm : Ouvrages à parois exposées aux intempéries ou en contact avec un liquide non agressif.

1 cm : Pour les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

- Recouvrement

La jonction par recouvrement de deux barres rectilignes sollicitées en traction est définie par la longueur de scellement droit :

$l_s = 40\phi$ pour l'acier FeE400

$l_s = 50\phi$ pour les aciers FeE500 FeE215 et FeE235

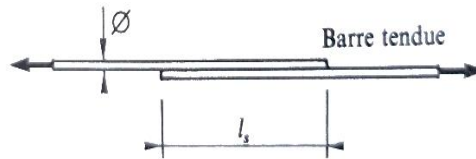


Figure V.5 : longueur de scellement droit des tirants

- Dimensions de la section de béton du tirant

Elle dépend des :

- ⇒ Possibilités de bétonnage correct admis par les règles (B.A.E.L A.7.2)
- ⇒ Conditions d'enrobage et de protection des aciers en satisfaisant la condition de non fragilité.
- Armatures transversales (cadres, étriers, épingles)

Elles servent au maintien des armatures longitudinales.

$\phi \geq 6$ mm en fissuration préjudiciable

$\phi \geq 8$ mm en fissuration très préjudiciable

Écartement des armatures transversales (S_t)

Zone courante : $S_t \leq$ petit côté du tirant.

Zone de recouvrement : il est nécessaire de respecter les règles de couture des ancrages rectilignes pour les barres tendues.

BIBLIOGRAPHIE

Les références bibliographiques ayant servi dans l'élaboration de ce polycopié sont :

1. D.T.R-B.C.2-41, "Règles de conception et de calcul des structures en béton armé", (CBA 93).
2. Jean- Pierre Mougin, "Cours de béton armé", B.A.E.L. 91", BERTI Edition.
3. Jean Perchat et Jean Roux, "Maitrise du B.A.E.L. 91 et des D.T.U associés", EYROLLES.
4. Jean Perchat et Jean Roux, "Pratique du B.A.E.L. 91 (Cours avec exercices corrigés)", EYROLLES.
5. Pierre Charon, « Exercices de béton armé selon les règles B.A.E.L. 83 » EYROLLES, 2^{ème} édition.
6. Jean-Marie Paillé, " Calcul des structures en béton Guide d'application", Eyrolles, 2013.
7. Bachir Kebaili, Le béton armé aux états limites, vérification et justification des sections selon les règles BAEL 91, publication de l'UBMA, 2006-2007.
8. Règles BAEL 91 révisées 99 (DTU P18-702) (mars 1992) : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (Fascicule 62, titre 1 du CCTG Travaux section 1 : béton armé) + Amendement A1 (CSTB février 2000 ISBN 2-86891-281-8)