



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique

Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed
Boudiaf

Faculté
D'Architecture et de Génie Civil

Département de Génie Civil

COURS DE BETON ARME

Destiné aux étudiants de

S5 LICENCE GENIE CIVIL
S5 LICENCE TRAVAUX PUBLICS

Dr. TAIBI Houria ép. ZINAI

COURS DE BETON ARME

Destiné aux étudiants de

**S5 LICENCE GENIE CIVIL
S5 LICENCE TRAVAUX PUBLICS**

Dr. TAIBI Houria ép. ZINAI

SOMMAIRE

Intitulés	Pages
LISTE DES TABLEAUX ET FIGURES	4
NOTATIONS UTILISEES	5
INTRODUCTION	7
Objectif de l'unité d'enseignement	8
Connaissance préalables recommandées	8
Contenu du cours	8
CH 1. FORMULATION DU BETON ET PROPRIETES MECANIQUES DU BETON ARME	10
I.1 Introduction	11
I.2 Définition du béton armé	11
I.3 Formulation du béton	13
I.4 Propriétés mécaniques du béton	13
I.5 Propriétés mécaniques de l'acier	17
CH2. PRESCRIPTIONS REGLEMENTAIRES	18
II.1 Introduction	19
II.2 Principes de justifications	19
II.3 Etat limite ultime de résistance	20
II.4 Etats limites de service vis-à-vis de la durabilité de la structure	23
II.5 Etats limites de service vis-à-vis des déformations : calcul des déformations	25
II.6 Actions et sollicitations	27
II.7 Sollicitations de calcul. Combinaisons d'actions	30
II.8 Condition de non fragilité	32
CH3. ADHERENCE ET ANCORAGE	33
III.1 Introduction	34
III.2 Adhérence	34
III.3 Ancrage des armatures	35
III.4 Entraînement des barres isolées ou en paquet	38
III.5 Protection des armatures	39
CH4. TRACTION SIMPLE	40
IV.1 Introduction	41
IV.2 Calcul des armatures longitudinales à l'ELUR	41
IV.3 Calcul des armatures longitudinales à l'ELS	42
IV.4 Condition de non fragilité	42
IV.5 Calcul des armatures transversales	43
CH5. COMPRESSION SIMPLE	44
V.1 Introduction	45
V. 2 Détermination forfaitaire de l'effort normal résistant des poteaux soumis à une compression centrée	45
V.3 Dispositions constructives des poteaux à compression centrée	48
V.4 Armatures transversales	49

CH6. FLEXION SIMPLE	50
VI.1 Introduction	51
VI.2 Etat limite ultime de résistance pour une section rectangulaire	51
VI.2 Etat limite de service pour une section rectangulaire	57
VI.2 Etat limite ultime de résistance pour une section en T _e	61
VI.2 Etat limite de service pour une section T _e	64
CONCLUSION	67
REFERENCES	69
ANNEXES	71
Canevas pour le module béton armé S5 génie civil	72
Canevas pour le module béton armé S5 travaux publics	73

LISTE DES TABLEAUX ET DES FIGURES

Intitulés	Pages
Tableau I.1. Distribution des matériaux composants 1 m ³ de béton	12
Figure I.1. Courbe granulométrique des granulats.	13
Figure I.2 Carte de zonage climatique de l'Algérie	16
Figure II.1 Diagramme parabole rectangle du béton	20
Figure II.2 Diagramme rectangulaire simplifié du béton	21
Figure II.3 Diagramme des déformations limites de la section en béton armé	22
Figure II.4 Diagramme déformations-contraintes de l'acier	22
Tableau II.1 Coefficients Ψ_{0i} , Ψ_{11} , Ψ_{2i}	31
Figure III.1 Recouvrement des barres terminées par des crochets normaux	38
Figure V.1 Longueur de flambement des poteaux isolés	47
Figure V.2 Longueur de flambement d'un poteau faisant partie d'un bâtiment à étages multiples	48
Figure VI.1 Equilibre statique d'une section rectangulaire fléchie à l'ELUR	51
Figure VI.2 Diagramme des déformations d'une section rectangulaire fléchie à l'ELUR	53
Figure VI.3 Diagramme des déformations limites d'une section rectangulaire fléchie à l'ELUR	54
Figure VI.4 Equilibre statique d'une section rectangulaire fléchie avec des armatures comprimées à l'ELUR	56
Figure VI.5 Equilibre statique d'une section rectangulaire fléchie à l'ELS	57
Figure VI.6 Equilibre statique d'une section rectangulaire fléchie avec des armatures comprimées à l'ELUR	59
Figure VI.7 Section rectangulaire fléchie à l'ELS	60
Figure VI.8 Equilibre statique d'une section en Té à l'ELUR soumise au moment M_{bt}	61
Figure VI.9 Section rectangulaire fictive de calcul	62
Figure VI.10 Schéma de calcul d'une section en Té	63
Figure VI.11 Equilibre statique d'une section en Té à l'ELS soumise au moment M_{bt}	66
Figure VI.12 Section rectangulaire fictive de calcul pour la section en Té	66
Figure VI.13 Schéma de calcul d'une section Té à l'ELS	67

NOTATIONS UTILISEES

Symboles	Significations
f_{cj}	Résistance caractéristique de compression du béton à ‘j’ jours
f_{c28j}	Résistance caractéristique de compression du béton à ‘28’ jours
f_{tj}	Résistance caractéristique de traction du béton à ‘j’ jours
f_{t28j}	Résistance caractéristique de traction du béton à ‘28’ jours
E_{ij}	Module de déformation longitudinale instantané du béton
E_{vj}	Module de déformation longitudinale différée du béton
E_s	Module de déformation longitudinale de l’acier
f_e	Contrainte élastique limite de l’acier
f_{bu}	Contrainte de calcul du béton à la compression
γ_b	Coefficient du béton
θ	Coefficient de chargement
γ_s	Coefficient de l’acier
σ_s	Contrainte de calcul de l’acier
σ_{bc}	Contrainte de compression limite du béton
σ_{ser}	Contrainte limite de l’acier à l’ELS
σ_{bc}'	Contrainte limite de compression du béton à l’ELS
τ_s	Contrainte d'adhérence
U	Périmètre utile de l'armature
τ_{sim}	Contrainte d'adhérence limite ultime
Ψ_s	Coefficient de scellement
L_s	Longueur de scellement droit
Φ	Diamètre des armatures
L_r	Longueur de recouvrement
τ_{se}	Contrainte d’adhérence d’entraînement des barres isolées ou en paquets
τ_{se_u}	Contrainte d’adhérence ultime d’entraînement des barres isolées ou en paquets
N_u	Effort normal de traction à l’ELUR
A_u	Section des armatures longitudinales à l’ELUR

N_{ser}	Effort normal de traction à l'ELS
A_{ser}	Section des armatures longitudinales à l'ELS
A_{min}	Section minimale des armatures longitudinales
B	Aire de la section du béton
A_f	Section finale des armatures longitudinales
Φ_t	Diamètre des armatures transversales
Φ_l	Diamètre des armatures longitudinales
A_t	Section des armatures transversales
S_t	Espacement des armatures transversales
$N_{u'}$	Effort normal de compression à l'ELUSTF
B_r	Section réduite du béton
α	Coefficient du flambement
λ	L'élancement
β	Bras de levier relatif
μ	Moment relatif réduit

INTRODUCTION

INTRODUCTION

1 INTRODUCTION

Ce cours est destiné aux étudiants en troisième année licence génie civil (chapitre I à IV), semestre 5 et aux étudiants en troisième année licence travaux publics (chapitre I à VI), semestre 5.

Son intitulé est l'unité d'enseignement : UEF 3.1.1. Le volume horaire semestriel (VHS) qui lui est dédié est de 45h00 avec 1h30 de cours par semaine et 1h30 de travaux dirigés par semaine. Les crédits et le coefficient qui lui sont alloués, sont respectivement 4 et 2.

2 OBJECTIF DE L'UNITE D'ENSEIGNEMENT

L'objectif de cette unité d'enseignement est d'étudier tout d'abord les caractéristiques physiques et mécaniques du béton armé. Puis d'apprendre le dimensionnement des sections soumises à des sollicitations simples à savoir la traction simple, la compression centrée et la flexion simple selon les prescriptions des règles BAEL et du document technique réglementaire algérien DTR BC 2-41, CBA93.

3 CONNAISSANCES PREALABLES RECOMMANDEES

Les connaissances préalablement recommandées pour la bonne compréhension du module sont le module de Résistance des matériaux (RDM1), et le module de Matériaux de constructions (MDC1).

4 CONTENU DU COURS

Le cours de béton armé est présenté sous la forme de plusieurs chapitres.

Ainsi le premier chapitre concerne " la formulation du béton et propriétés mécaniques du béton armé". Où, il est question de la définition du béton armé, de la présentation de ses constituants, puis de la description de ses propriétés mécaniques.

Tandis que le deuxième chapitre présente les " Prescriptions réglementaires" qui introduit à la règle des pivots, aux états limites, aux combinaisons d'actions et à la condition de non fragilité.

Dans le chapitre trois, " l'adhérence et l'ancrage" sont abordés. Il est donc question de la contrainte d'adhérence, de l'ancrage d'une barre isolée droite, de l'ancrage par courbure et du recouvrement.

Pour le chapitre quatre, la traction simple est abordée à l'état limite ultime de résistance et à l'état limite de service

De même au chapitre cinq, la compression simple est abordée à l'état limite ultime de stabilité de forme.

Enfin pour le chapitre six, le calcul des sections en béton armé soumise à la flexion simple est présenté. Le calcul se fait pour la section rectangulaire et la section en T à l'état limite de résistance et à l'état limite de service.

CHAPITRE I

FORMULATION DU BETON ET
PROPRIETES MECANIKUES DU
BETON ARME

CHAPITRE I

FORMULATION DU BETON ET PROPRIETES MECANIQUES DU BETON ARME

I.1 INTRODUCTION

Ce premier chapitre concerne “ la formulation et propriétés mécaniques du béton armé”. Où, il est question de la définition du béton armé, de la présentation de ses constituants, puis de la description de ses propriétés mécaniques.

I.2 DEFINITION DU BETON ARME

Le béton armé est un matériau composite constitué de béton et de barres d'acier alliant les propriétés mécaniques complémentaires de ces matériaux. Il est utilisé comme matériau de construction, en particulier pour le bâtiment et le génie civil

Le béton est un matériau hétérogène qui résiste bien à la compression et moins bien à la traction. L'acier, quant à lui, est un matériau résistant à la fois à la traction et à la compression. La composition des deux matériaux permet au béton armé d'être à la fois résistant à la compression ainsi qu'à la traction.

I. 3 FORMULATION DU BETON

Les matériaux utilisés pour produire un mélange de béton sont : l'eau de gâchage, le ciment, le sable, les granulats.

La composition du béton varie en fonction de la destination du produit et des caractéristiques des matériaux qui le composent.

La fabrication d'un béton requiert pour sa mise en œuvre une formulation adéquate, qui varie en fonction des caractéristiques des matériaux utilisées et des propriétés physiques et mécaniques désirées pour le béton produit.

A titre indicatif, la formulation typique d'un mètre cube de béton ordinaire est donc un volume de ciment, deux volumes de sable, trois volumes de gravier et 0,5 volume d'eau.

A titre d'exemple, ci-joint une formulation d'un béton qui a été déterminée par la méthode « Dreux-Gorisse » pour un rapport (eau/ciment de 0.55), une résistance à la compression désirée à 28 jours de 25 MPa et de la dimension maximale des granulats $D = 25$ mm. L'ouvrabilité désirée était caractérisée par l'affaissement au cône de 10 cm.

Après plusieurs essais de mélanges, une formulation du béton qui satisfait les caractéristiques désirées a été retenue. Cette composition est rapportée sur le tableau I.1, où il est indiqué respectivement, les pourcentages en volumes absolus et le poids des matériaux composants un mètre cube de béton

Tableau I.1. Distribution des matériaux composants 1 m³ de béton

Matériaux	Volume (%)	Poids (kg)
Eau	21.1%	211
Ciment	10.1%	325
Sable0/4	23.3%	617
Gravier4/8	24.6%	652
Gravier8/25	20.5%	545

Pour la formulation du béton indiquée sur le tableau, les matériaux utilisés sont :

Le ciment utilisé est un ciment Portland composé CPJ-CEM II/A 42.5. Il provient de la cimenterie LAFARGE à Oggaz dans la Wilaya de Mascara. Il répond aux exigences de la norme algérienne NA 442- 2000 [2].

Le sable utilisé est un sable grossier de mer, dont le module de finesse est de 3.12, l'équivalent de sable est de 76.3 %, la masse volumique réelle est de 2.65 g/cm³, et le coefficient d'absorption est de 3.5 %.

Les graviers utilisés sont de provenance de carrière. Ils sont de deux classes granulométriques, la classe 4/8 et la classe 8/25. Leur masse volumique réelle est de 2.65 g/cm³. Leur propreté superficielle est de 2.62. Leur coefficient d'absorption est de 2 %. Leur coefficient Los Angeles est de 23.85% et leur coefficient Micro Deval est de 20.9%. Les deux granulats naturels ont été sélectionnés et caractérisés selon la norme AFNOR 12620 [3].

La courbe granulométrique des granulats est représentée sur la figure I.1.

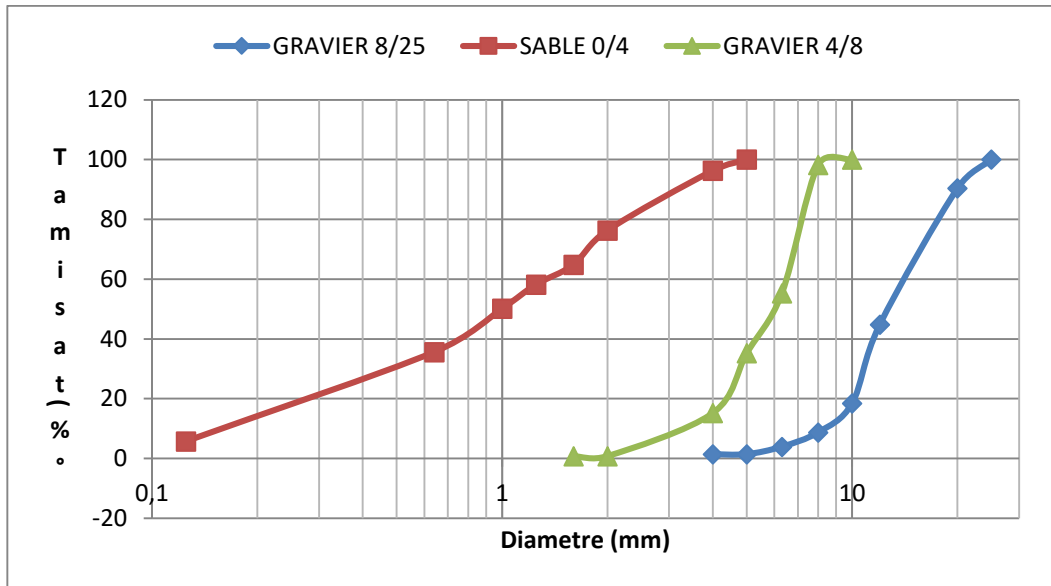


Figure I.1. Courbe granulométrique des graviers et du sable

I. 4 PROPRIETES MECANIQUES DU BETON

I. 4.1 Résistance à la compression du béton

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée f_{c28} , est choisie, à priori, compte tenu des possibilités locale ; et des régies de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de j jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28, on se réfère à la résistance caractéristique " f_{cj} ", obtenue au jour considéré. On peut admettre que pour $j \leq 28$, les résistances " f_{cj} " des bétons non traités thermiquement suivent approximativement les lois suivantes [1] :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad (\text{I.1})$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \quad (\text{I.2})$$

Les bétons à haute résistance contenant des ultras -fines actives peuvent avoir une loi d'évolution intermédiaire entre les deux précédentes.

Pour justifier la résistance des sections, la valeur “ f_{cj} ”, est conventionnellement bornée supérieurement à “ f_{c28} ”

Pour d'autres types de vérifications, on peut admettre une valeur au plus égale à 1,10 lorsque l'âge dépasse 28 jours, à condition que le Béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPa. [1]

On peut alors évaluer la valeur de f_{cj} par la formule (I.1) pour $28 \text{ jours} < j < 60 \text{ jours}$,

Et

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{pour } j \geq 60. \quad (\text{I.3})$$

Dans tous les cas la résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm^2 de section et d'une hauteur double de leur diamètre.

I. 4. 2 Résistance à la traction du béton

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée “ f_{tj} ” est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{I.4})$$

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimées en MPa.

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} < 60 \text{ MPa}$

A défaut de précédents et d'études préalables on peut admettre à priori, pour des bétons courants, lors de la rédaction des projets, des valeurs de la résistance caractéristique à la compression dont la pratique a montré qu'elles peuvent être normalement atteintes sur les chantiers. D'autre part, le dosage en ciment doit tenir compte du pourcentage en volume des armatures.

I. 4. 3 Résistance minimale du béton

La résistance caractéristique minimale f_{c28} doit être de 15.MPa, quand on utilise des aciers de haute adhérence.

La résistance caractéristique minimale f_{c28} doit être de 12.MPa lorsque l'on utilise des aciers lisses.

En deçà de ces limites les structures concernées ne peuvent être considérées comme étant du béton armé.

I. 4. 4 Déformations longitudinales du béton

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11.000 (f_{cj})^{1/3} \quad (I.5)$$

Dans la formule (I.5), E_{ij} et f_{cj} , sont exprimés en MPa.

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. On considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Dans ce cas le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad (I.6)$$

Dans la formule (I.6), E_{vj} et f_{cj} , sont exprimés en MPa.

A défaut de mesures, on estime que le raccourcissement unitaire dû au retrait atteint les valeurs suivantes dans le cas de pièces non massives à l'air libre [1] (figure I.2) :

2-10⁻⁴ - climat humide zone A de la carte de zonage climatique de l'Algérie

3-10⁻⁴ - climat tempéré sec zone B de la carte de zonage climatique de l'Algérie

4-10⁻⁴ - climat chaud et sec zones B', C et D1 de la carte climatique de l'Algérie

5-10⁻⁴ - climat très sec ou désertique "zones D2 et D3" de la carte de zonage climatique de l'Algérie.

I. 4. 5 Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson est pris égal à 0,2 pour le calcul des déformations et à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations.

I. 5 PROPRIETES MECANIQUES DE L'ACIER

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie f_e .

I.5.1 Module d'élasticité longitudinal de l'acier

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier E_s est pris égal à :

$$E_s = 200.000 \text{ MPa} \quad (\text{I.7})$$

I.5.2 Diagramme déformations- contraintes de l'acier

Il est permis d'utiliser une forme de courbe se rapprochant du diagramme réel de l'acier employé à condition de se référer à la valeur garantie de la limite d'élasticité f_e et de contrôler la résistance prise en compte pour l'allongement de 10%.

CHAPITRE II
PRESCRIPTIONS
REGLEMENTAIRES

CHAPITRE II. PRESCRIPTION REGLEMENTAIRES

II.1 INTRODUCTION

Ce deuxième chapitre concerne les " Prescriptions réglementaires" qui introduit à la règle des pivots, aux états limites, aux combinaisons d'actions, et à la condition de non fragilité.

Ces prescriptions réglementaires sont applicables à tous les ouvrages et constructions en béton armé, soumis à des ambiances s'écartant peu des seules influences climatiques, et dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égal à 300 kg par m³ de béton mis en œuvre.

Ainsi, sont considérées en béton armé les pièces qui sont encore aptes à jouer leur rôle dans la structure dont elles font partie, lorsque la résistance à la traction par flexion de leur béton constitutif est supposée nulle.

Restent en dehors du domaine des présentes prescriptions, les constructions en béton non armé, les constructions en béton constitué de granulats légers, les constructions en béton caverneux ou cellulaire mixtes acier -béton, les éléments soumis en service à des températures s'écartant sensiblement de celles qui résultent des seules influences climatiques.

II.2 PRINCIPES DES JUSTIFICATIONS

Les calculs justificatifs sont conduits suivant la théorie des états limites tel que spécifié dans le D.T.R. - B.C. 21 "Principes généraux pour vérifier la sécurité des ouvrages".[1].

Un "état 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.

On distingue :

Les "états -limites ultimes" qui correspondent à la limite : soit de l'équilibre statique, soit de la résistance de l'un des matériaux, soit de la stabilité de forme.

Les "états -limites de service" qui sont définis compte -tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité.

II.3 ETAT-LIMITE ULTIME DE RESISTANCE

II.3.1 Hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul sont énumérées ci-dessous :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰, pour le raccourcissement unitaire du béton à 3,5‰ en flexion et 2‰ en compression simple.

II.3.2 Diagramme contraintes-déformations de calcul du béton

-Le diagramme contraintes-déformations du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit "parabole -rectangle" (Figure II.1). Il comporte un arc de parabole du second degré d'axe parallèle à l'axe des contraintes de compression σ_{bc} suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations ε_{bc} et tangent à la parabole en son sommet. Ce segment s'étend entre les valeurs 2 ‰ et 3,5 ‰ de la déformation ε_{bc} . L'arc de parabole s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$

$$f_{bc} = 0,85 f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b \quad (\text{II.1})$$

Le coefficient $\gamma_b = 1,5$ pour les combinaisons fondamentales

Le coefficient $\gamma_b = 1,15$ pour les combinaisons accidentelles.

Le coefficient $\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h

Le coefficient $\theta = 0,9$ lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h

Le coefficient $\theta = 0,85$ lorsqu'elle est inférieure à 1h.

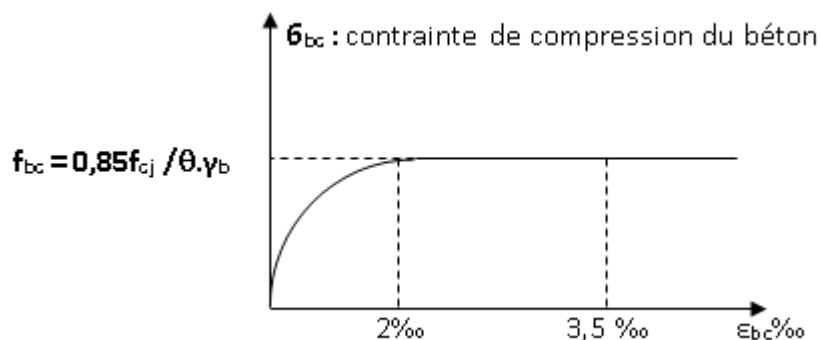


Figure II.1 Diagramme parabolique rectangle du béton

-Lorsque la section considérée n'est pas entièrement comprimée, il est permis d'utiliser le diagramme rectangulaire simplifié défini sur la figure II.2, dans laquelle Y_u désigne la distance de l'axe neutre de la déformation à la fibre la plus comprimée [1]. Sur une distance $0,2 Y_u$ à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle, et sur la distance $0,8 Y_u$, la contrainte vaut $(0,85 f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b)$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante (ou constante) vers les fibres les plus comprimées et $(0,8 f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b)$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante vers ces mêmes fibres.

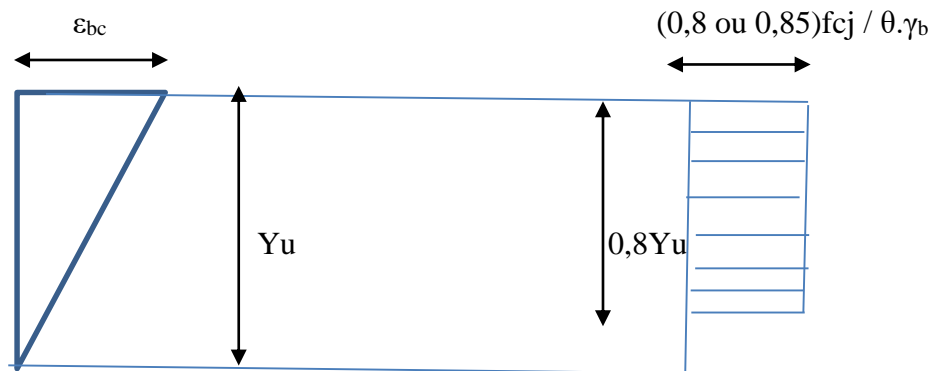


Figure II.2 Diagramme rectangulaire simplifié du béton

II.3.3 Diagramme des déformations limites de la section en béton armé (règle des trois pivots)

Le diagramme des déformations limites de la section en béton armé, est les diagrammes possibles résultant des déformations limites fixées pour les matériaux. Les trois domaines représentés sur la figure III.3, sont définis à partir des pivots A, B, et C.

Dans le domaine 1 le diagramme passe par le point A qui correspond à un allongement de 10 ‰ de l'armature la plus tendue supposée concentrée en son centre de gravité.

Dans le domaine 2 le diagramme passe par le point B qui correspond à un raccourcissement de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée.

Dans le domaine 3 le diagramme passe par le point C qui correspond à un raccourcissement de 2 ‰ du béton à une distance de la fibre la plus comprimée égale à $3/7$ de la hauteur totale h de la section [1].

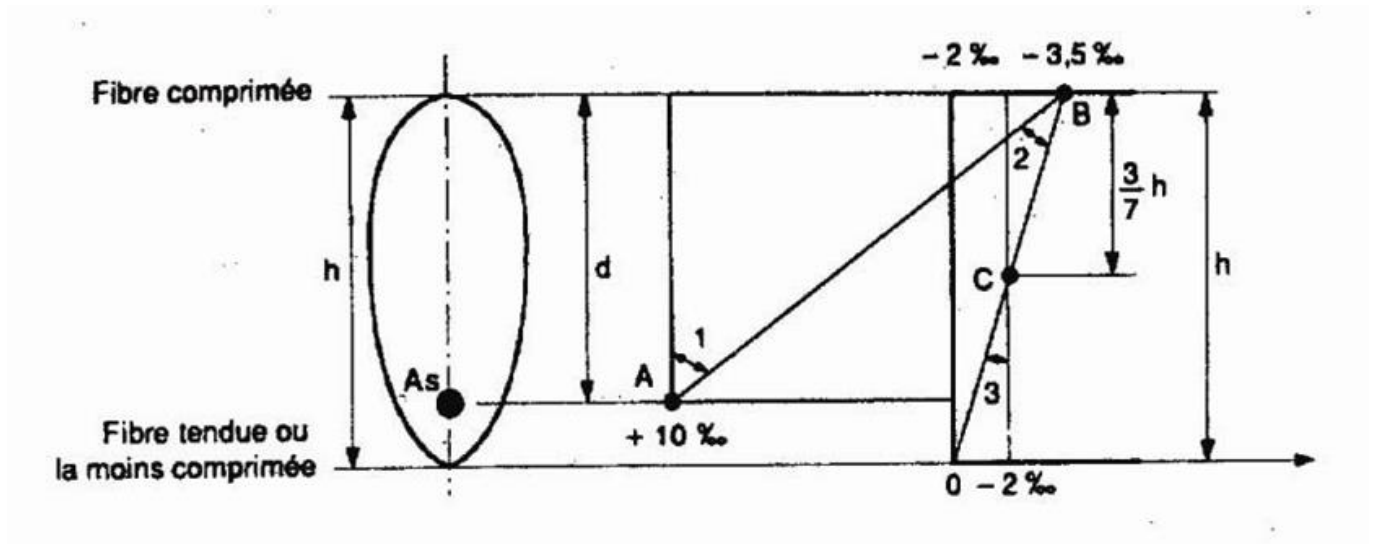


Figure II.3 Diagramme des déformations limites de la section en béton armé

III.3.4 Diagramme déformations-contraintes de calcul de l'acier

-Le diagramme de calcul des aciers est représenté sur la figure III.4.

Le coefficient $\gamma_s = 1,15$ pour les combinaisons fondamentales.

Le coefficient $\gamma_s = 1$ pour les combinaisons accidentelles.

-On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

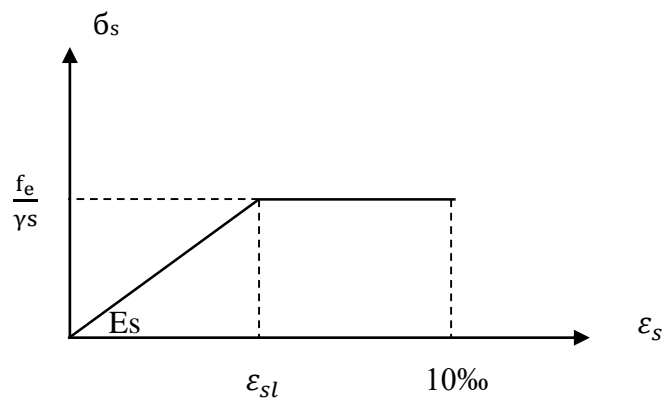


Figure II.4 Diagramme déformations-contraintes de calcul de l'acier

II.4 ETATS-LIMITES DE SERVICE VIS-A-VIS DE LA DURABILITE DE LA STRUCTURE

Les vérifications à effectuer portent généralement sur un état limite de compression du béton et sur un état limite d'ouverture des fissures.

II.4.1 Hypothèses de calcul

Les calculs sont conduits en considérant les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures.
- Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Par convention le rapport n du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ou coefficient d'équivalence a pour valeur 15 à long terme.
- On ne déduit pas dans les calculs les aires des aciers de l'aire du béton comprimé.
- On suppose, concentrée en son centre de gravité, l'aire d'acier de la section transversale d'un groupe de plusieurs armatures, pourvu que l'erreur ainsi commise ne dépasse pas 15 %.

II.4.2 Etat -limite de compression du béton

La contrainte de compression du béton est limitée à :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj} \quad (\text{II.2})$$

II.4.3 Etat -limite d'ouverture des fissures

II.4.3.1 Principe de la justification

- Les formes et dimensions de chaque élément, ainsi que les dispositions des armatures sont conçues de manière à limiter la probabilité d'apparition des fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation de l'ouvrage.
- Vu la grande variabilité du phénomène de fissuration, et en l'absence de précisions figurant dans le marché, il appartient au maître d'œuvre d'apprécier les prescriptions à appliquer en fonction du degré de nocivité des ouvertures de fissures,

-Les principaux paramètres qui interviennent dans la limitation de l'ouverture des fissures sont le pourcentage des armatures tendues, les diamètres de celle-ci qu'il faut proportionner aux dimensions transversales des pièces, leur répartition et leur contrainte de traction.

II.4.3.2 Cas ou la fissuration est peu préjudiciable

Les règles minimales à appliquer sont les suivantes :

- Pour éviter des fissurations abusives dans les pièces relativement sollicitées, il convient de concevoir des éléments non fragiles et de prévoir s'il y a lieu des armatures de peau.
- Certains éléments font l'objet de règles forfaitaires consacrées par l'expérience. Il s'agit notamment des dalles sur appuis continus (A.7.2.), des poutres (A.7.3.) et de certaines parties de bâtiments courants (B.5.) [1].
- Pour limiter la fissuration, il convient dans la mesure du possible, de n'utiliser les gros diamètres que dans les pièces suffisamment épaisses, d'éviter les très petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries, de prévoir le plus grand nombre de barres compatible avec une mise en place correcte.

II.4.3.3 Cas ou la fissuration est considérée comme préjudiciable

-La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce.

-La contrainte de traction des armatures, a pour valeur :

$$\sigma_{ser} = \min \left\{ (2/3) \cdot f_c ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \quad \text{en MPa} \quad (\text{II.3})$$

Avec :

f_c : la limite élastique des aciers utilisés.

f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPa.

η : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration qui vaut :

$\eta = 1$, pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses

$\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels on prend 1,3

- Le diamètre des armatures les plus proches des parois est au moins égal à 6 mm.
- Dans le cas des dalles et des voiles faisant au plus 40 cm d'épaisseur, l'écartement des armatures d'une même nappe est au plus égal à la plus petite des deux valeurs 25 cm et 2 h (h désignant l'épaisseur totale de l'élément).

II.4.3.4 Cas ou la fissuration est considérée comme très préjudiciable

- La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou bien doivent assurer une étanchéité.
- La contrainte de traction des armatures, a pour valeur :

$$\sigma_{\text{ser}} = \min \left\{ (1/2) \cdot f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \quad \text{en MPa} \quad (\text{II.4})$$

- Le diamètre des armatures est au moins égal à 8 mm.
- Pour les poutres de grande hauteur, les armatures de peau, ont une section au moins égale à 5 cm² par mètre de longueur de parement.
- Lorsque la membrure tendue d'une poutre est constituée de barres de diamètre supérieur à 20 mm, l'écartement de celles-ci dans le sens horizontal est au plus égal à 3 fois leur diamètre.
- Dans le cas des dalles et des voiles faisant au plus 40 cm d'épaisseur, l'écartement des armatures d'une même nappe est au plus égal à la plus petite des deux valeurs 20 cm et 1,5 h (h épaisseur totale de l'élément).

II.5 ETATS-LIMITES DE SERVICE VIS-A-VIS DES DEFORMATIONS : CALCUL DES DEFORMATIONS

II.5.1 Calcul des déformations

- Le calcul des déformations globales doit tenir compte des phases successives de la construction et des différentes sollicitations exercées.
- Les déformations dues à la flexion sont obtenues par une double intégration des courbures le long des pièces. Les déformations dues à l'effort tranchant sont obtenues par intégration simple des distorsions.
- Compte tenu du but recherché, on tient compte, si nécessaire, des déformations différées du béton (retrait et fluage) et de celles dues à la température.
- Pour la conduite du calcul, on distingue deux cas suivant que la pièce est fissurée ou non.

- Le calcul des courbures dans l'état non fissuré est conduit en rendant homogènes les sections de béton et d'acier, le coefficient d'équivalence ayant pour valeur conventionnelle 15.
- Le calcul des courbures dans l'état fissuré est conduit à partir de la valeur de la courbure exprimée sous la forme :

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{(\varepsilon_{bc} + \varepsilon_s)}{d} \quad (\text{II.5})$$

Où

$\left(\frac{1}{r}\right)$ désigne la courbure de déformation,

d : la hauteur utile de la section,

ε_{bc} : le raccourcissement relatif du béton sur la fibre extrême comprimée.

ε_s : l'allongement relatif moyen de l'acier en traction compte tenu de l'effort exercé par l'adhérence du béton tendu.

-L'action du béton tendu équivaut à une diminution de l'allongement de l'acier calculé à partir de la contrainte de l'armature au droit d'une fissure. Lorsque la "fissuration systématique" est atteinte, cette diminution peut être évaluée à la quantité :

$$\frac{f_{tj}}{2 \cdot E_s \cdot \rho_f} \quad (\text{II.6})$$

A condition que :

$$\rho_f \geq \frac{f_{tj}}{\sigma_s} \quad (\text{II.7})$$

Dans ces expressions, on désigne par

σ_s : la contrainte de l'acier à l'état limite de service,

f_{tj} : la contrainte de rupture par traction du béton à l'âge de j jours

ρ_f :le rapport de la section d'armatures tendues à une aire de béton tendu limitée par le contour de la pièce et une parallèle à l'axe neutre déterminée par celle des deux conditions suivantes qui donne la plus grande surface : la hauteur du béton tendu comptée à partir de la fibre extrême est égale à $0,3 d$ (d désignant la hauteur utile) ; la surface de béton tendu a le

même centre de gravité que les armatures tendues.

-Le calcul de ε_s et ε_{bc} doit tenir compte des déformations différées du béton.

-Le calcul des distorsions dans l'état non fissuré est conduit selon les hypothèses usuelles de la résistance des matériaux en considérant la section du béton seul.

-Le calcul des distorsions dans l'état fissuré est basé sur l'analogie du treillis : les allongements des armatures sont convenablement réduits pour prendre en compte l'effet de l'adhérence.

II.5.2 Etat limite de déformation

Les justifications relatives à l'état limite de déformation sont à présenter lorsque les déformations peuvent gêner l'utilisation de la construction ou engendrer des désordres dans cette dernière ou dans les éléments qu'elle supporte.

Il convient, s'il y a lieu, de limiter séparément les déformations permanentes et celles sous charges variables.

II.6 ACTIONS ET SOLLICITATIONS

II.6.1 Les actions

II.6.1.1 Définitions et Généralités

Les actions sont des forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, sismiques ...etc.). Et aux déformations imposées (variation de température tassement d'appui...etc.).

On distingue :

-Les actions permanentes, notées G, dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite.

-Les actions variables, notées Qi dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps.

-Les actions accidentelles notées Fa provenant de phénomènes rares (séismes, chocs...etc.).

Les valeurs des actions ont généralement un caractère nominal.

I.6.1.2 Actions permanentes

- Dans le calcul des actions permanentes, les volumes sont évalués d'après les dimensions prévues aux dessins d'exécution.

Sauf circonstances spéciales, la masse volumique du béton armé est prise égale à :

$$\rho_{ba} = 25 \text{ kN} / \text{m}^3 \quad (\text{II.8})$$

- Lorsqu'une action permanente est susceptible de subir des écarts sensibles par rapport à sa valeur moyenne, il convient d'en tenir compte en introduisant dans les calculs la valeur escomptée la plus défavorable (maximale ou minimale) eu égard au cas considéré.

1.6.1.3 Actions variables

1.6.1.3.1 Charges d'exploitation, charges climatiques (neige et vent)

Les valeurs représentatives sont fixées en fonction de leur fréquence, leur durée d'application et la nature des combinaisons dans lesquelles elles interviennent.

1.6.1.3.2 Charges appliquées en cours d'exécution

On distingue :

- Les charges peu variables (présentant un caractère permanent durant la phase d'exécution considérée) et connues de façons relativement précises, qui sont introduites dans les calculs avec les mêmes modalités que les charges permanentes.
- Les autres charges, dont on évalue les valeurs extrêmes à partir de ce qui est raisonnablement envisageable, et qui sont introduites avec les mêmes modalités que les charges d'exploitation.

1.6.1.3.3 Actions de la température climatique

A défaut de justifications plus précises on adopte, pour les constructions situées à l'air libre des variations uniformes de température suivantes :

En Algérie du Nord (climat tempéré) : 35° C et - 15° C.

Pour le proche et le moyen Sud : 45° C et - 20° C.

Pour l'extrême Sud : + 50° C et - 30° C.

Les déformations linéaires à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprises entre + 10° et + 25°) et les températures extrêmes peuvent être évaluées en admettant forfaitairement un coefficient de dilatation du béton armé égal à 10^{-5} .

Les sollicitations correspondantes sont évaluées en introduisant pour le béton des modules de déformation longitudinale tenant compte de la durée d'application des actions considérées.

1.6.1.3 Actions accidentelles

Les actions accidentelles autres que le séisme ne sont à considérer que si des documents d'ordre public ou le marché les prévoient.

Les actions accidentelles dues au séisme sont à prendre en compte suivant les combinaisons du règlement RPA en cours de validité.

II.6.2 Calcul des sollicitations

II.6.2.1 Définitions et généralités

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant) et les moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées.

Les calculs sont conduits suivant des méthodes scientifiques appuyées sur des données expérimentales.

II.6.2.2 Règles générales

D'une façon générale les sollicitations sont calculées en utilisant pour la structure un modèle élastique et linéaire. On emploie les procédés de la résistance des matériaux dans la mesure où la forme des pièces le permet.

Pour la détermination des inconnues hyperstatiques de toute nature, les calculs sont conduits à partir des sections brutes, c'est-à-dire sans déduction des vides qui peuvent être réservés dans certaines sections [1].

Dans tous les cas, les sollicitations sont déterminées à partir des méthodes de la résistance des matériaux, pour la section du béton seul. Elles sont donc appliquées au niveau du centre de gravité de la section du béton seul.

II.6.2.3 Simplifications admises

- Lorsque les inconnues hyperstatiques ne dépendent pas de la valeur du module d'élasticité, il est permis d'introduire (dans les équations qui servent à leur détermination), les constantes mécaniques (aires et moments d'inertie par exemple) calculées sur les sections du béton seul des pièces supposées non fissurées et abstraction faite de leurs armatures; cette approximation n'est cependant valable que dans la mesure où les rapports des déformabilités des différentes pièces composant la structure ne sont pas fondamentalement changés.

- Les sollicitations dites du second ordre peuvent souvent être négligées, sauf lorsqu'il s'agit de vérifier l'état limite ultime de stabilité de forme.
- Pour les éléments dont les conditions d'encastrement sur appuis peuvent s'écarter considérablement des conditions correspondant au modèle élastique et linéaire, il est admis d'évaluer les moments d'encastrement à des fractions forfaitaires des moments maximaux qui seraient supportés par la pièce si elle était articulée sur ces appuis.
- Pour la vérification à l'état limite ultime, il est souvent possible de négliger les sollicitations dues aux déformations imposées dans la mesure où la ductilité des pièces en cause et la souplesse de leurs attaches l'autorise.
- Il est permis d'avoir recours, en certains domaines à des méthodes de calcul simplifiées.

II.7 SOLLICITATIONS DE CALCUL COMBINAISONS D'ACTIONS

II.7.1 Généralités

Les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments d'une structure et pour l'ensemble de celle-ci, que les sollicitations de calcul qui suivent ne provoquent pas le phénomène que l'on veut éviter.

Dans ce qui suit, on désigne par :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorables

Q_j : une action variable dite de base

Q_i : les autres actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$).

Les coefficients Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2 sont reportés sur le tableau II.1

II.7.2 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états -limites ultimes de résistance

Les sollicitations de calcul à considérer résultent des combinaisons d'actions c_i - après dont on retient les plus défavorables.

II.7.2.1 Combinaisons fondamentales (CF)

Lors des situations durables ou transitoires il y a lieu de considérer :

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1,3 \Psi_i Q_i \quad (\text{II.8})$$

Avec :

$\gamma_{Q1} = 1,5$ dans le cas général

$\gamma_{QI} = 1,35$ dans le cas de la température, les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier, et des bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine.

II.7.2.2 Combinaisons accidentelles (CA)

Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques (comme les règles RPA), les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

$$G_{max} + G_{min} + Fa + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \tag{II.9}$$

Avec :

Fa est la valeur nominale de l'action accidentelle,

$\psi_{11} Q_1$ est la valeur fréquente d'une action variable

$\psi_{2i} Q_i$ est la valeur quasi-permanente d'une autre action variable.

II.7.3 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états -limites de service

Les sollicitations de calcul vis-à-vis des états -limites de service, résultent des combinaisons d'actions ci-après, dites combinaisons rares :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \Psi_i Q_i \tag{II.10}$$

Tableau II.1 Coefficients $\Psi_{0i}, \Psi_{11}, \Psi_{2i}$

		CF ELS	CA		
NATURE DES CHARGES		Ψ_{0i}	Ψ_{11}	Ψ_{2i}	
Charges d'exploitation	Archives	0.90	0.90	0.80	
	Parcs de stationnement	0.90	0.75	0.65	
	Salles de réunions	- à places assises	0.77	0.65	0.4
		- à places debout	0.77	0.75	0.25
	Salles d'exposition – Halles divers	0.77	0.65	0.25	
	Autres locaux	0.77	0.75	0.65	
Charges climatiques	Vent (W)	0.77	0.20	0	
	Neige (Sn) - altitude	0.77	0.15	0	
			≤ à 500 m	0.77	0.30
	- altitude > à 500m				
Variation de températures	0.6	0.5	0		

II.8 CONDITION DE NON FRAGILITE

Par définition, est considérée comme non fragile, une section tendue ou fléchie telle que la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie.

En cas de flexion composée on évalue la sollicitation de fissuration en considérant un point de passage de la résultante des contraintes normales identiques à celui de la sollicitation de service la plus défavorable.

Pour évaluer la sollicitation de fissuration, les calculs sont conduits dans l'hypothèse d'un diagramme des contraintes linéaire sur toute la hauteur de la section supposée non armée et non fissurée, en prenant sur la fibre la plus tendue une contrainte égale à f_{tj} .

Pour vérifier la condition de non fragilité, il faut alors assurer une section minimale des armatures tendues. Par exemple, pour un élément soumis à la traction simple, la section minimale des armatures tendues vaut :

$$A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \quad (\text{II.11})$$

Avec, f_e étant la limite élastique de l'acier et B , étant l'aire de la section du béton.

CHAPITRE III
ADHERENCE ET ANCORAGE

CHAPITRE III ADHERENCE ET ANCRAGE

III.1 INTRODUCTION

Ce troisième chapitre concerne “l’adhérence et l’ancrage” des armatures, où il est, question de la contrainte d’adhérence, de l’ancrage d’une barre isolée droite, de l’ancrage par courbure, et du recouvrement.

III.2 ADHERENCE

L’adhérence est la liaison entre le béton et les armatures. Les règles à respecter, toutes relatives à l’état limite ultime, concernent :

- Les extrémités des barres qui doivent être ancrées avec une sécurité suffisante.
- Les armatures en partie courante soumises à des contraintes dites d’entraînement qui doivent être limitées pour ne pas endommager le béton entourant les armatures.
- La liaison entre une armature et le béton est mesurée par la contrainte d’adhérence τ_s définie par la formule suivante :

$$\tau_s = \frac{1}{U} \cdot \frac{dF}{dx} \quad (\text{III.1})$$

Avec :

$\frac{dF}{dx}$ est la variation par unité de longueur de l’effort axial exercé sur l’armature.

U est le périmètre utile de l’armature, confondu avec le périmètre nominal lorsqu’il s’agit d’une barre isolée.

III.3 ANCRAGE DES ARMATURES

- L’ancrage de l’ensemble d’un paquet de barres n’est pas admis.
- Une barre est toujours ancrée individuellement.
- Les paquets de plus de trois barres ne comportent aucun ancrage de barre individuelle sur toute leur longueur.
- Dans un paquet de trois barres au plus, les longueurs d’ancrage de chacune des barres ne doivent pas se chevaucher.
- Les paquets de plus de trois barres ne doivent être composés que d’éléments d’une seule

longueur ancrés par réunification à leurs extrémités.

-Sur la longueur d'un ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur limite ultime.

$$\tau_s \text{ lim} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{tj} \quad (\text{III.2})$$

Où, Ψ_s est le coefficient de scellement qui est pris égal à :

$\Psi_s = 1$ pour les ronds lisses.

$\Psi_s = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérences.

III.3.1 Ancrages rectilignes

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite élastique f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit. A défaut de calcul précis, on adopte les valeurs forfaitaires suivantes :

$L_s = 40 \cdot \Phi$ pour les aciers à haute adhérence FeE400 avec Ψ_s prise égale à au moins 1,5.

$L_s = 50 \cdot \Phi$ pour les aciers à haute adhérence Fe E 500 avec Ψ_s prise égale à au moins 1,5.

$L_s = 50 \cdot \Phi$ pour les aciers lisses Fe E 215 et Fe E 235.

Une valeur de la longueur de scellement plus précise est donnée par l'expression :

$$L_s = \frac{\Phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} \quad (\text{III.3})$$

Les valeurs L_s , indiquées par l'équation (III.3) sont valables à la fois pour les barres tendues et les barres comprimées. Elles doivent être multipliées par 1,5 dans le cas d'une barre faisant partie d'un paquet de trois.

La jonction de deux barres parallèles identiques est assurée par recouvrement si leurs extrémités se chevauchent sur une longueur au moins égale à leur longueur d'ancrage augmentée de la distance entre axes de ces barres, lorsque cette distance est supérieure à cinq fois leur diamètre.

III.3.2 Couture des ancrages rectilignes

-Dans le cas d'une jonction par recouvrement de deux barres parallèles, la résistance de l'ensemble des armatures de couture est au moins égale à la résistance de chacune des barres à ancrer. Le diamètre des armatures de couture doit être choisi suffisamment petit pour assurer une bonne répartition de ces armatures tout au long de la jonction.

-Pour les poutres, on peut se dispenser de la vérification des armatures de couture, à condition que la longueur d'ancrage des barres arrêtées soit égale à leur longueur de scellement droit -et que la proportion de barres ancrées ne dépasse pas 25% sur l'étendue d'une longueur d'ancrage.

-Pour les poutres les plus usuelles, les armatures d'ancre ou de talon sont généralement suffisantes pour assurer le rôle de couture vis-à-vis des efforts développés aux ancrages.

-Pour les dalles et voiles courbes, il n'y a généralement pas lieu de fournir des justifications relatives aux armatures de couture, à condition d'appliquer la disposition suivante :

La proportion de barres intéressées par un recouvrement rectiligne dans une nappe donnée ne doit pas dépasser le tiers si cette nappe est la plus proche d'une paroi et la moitié si la dite nappe est séparée de la paroi par une nappe de direction différente [1].

III.3.3 Jonction de barres comprimées

Les jonctions de barres susceptibles d'être comprimées sont obligatoirement rectilignes. La longueur du recouvrement peut être prise égale à :

$$L_r = 0,6 L_s \quad (\text{III .4})$$

Cette formule est appliquée, à condition que la barre soit toujours comprimée, qu'elle ne fasse pas partie d'un paquet de trois et que les entre -axes des barres en jonction soient au plus égaux à cinq fois leur diamètre.

III.3.3 Ancrage par courbure de barres tendues

-Il faut assurer la condition de non écrasement du béton en respectant les ancrages par courbure qui doivent être réalisés suivant les rayons minimaux qui suivent :

$$r \geq 0,2 \cdot \Phi \left(1 + \frac{\Phi}{e_r} \right) \cdot \lambda \cdot \frac{\sigma_s}{f_{cj}} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

e_r : distance de la plus proche parois.

Φ : diamètre des barres courbées.

λ = à respectivement 1 pour les barres disposées en une seule nappe, (5/3) pour les barres disposées en deux nappes, (7/3) pour les barres disposées en trois nappes et 3 pour les barres disposées en quatre nappes.

-A défaut de calcul plus précis, on peut admettre que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée mesurée hors -crochet est au moins égale à :

0,6 Ls, s'il s'agit d'une barre lisse de nuance Fe E 215 ou Fe E 235.

0,4 Ls, s'il s'agit d'une barre à haute adhérence Fe E 400 ou Fe E 500.

La jonction de deux barres de même diamètre, parallèles et munies de crochets normaux est assurée lorsqu'elles se chevauchent sur une longueur au moins égale aux valeurs ci-dessus, augmentée de l'écartement transversal des centres de courbure de leurs crochets, si celui-ci est supérieur à cinq fois le diamètre des barres.

-Les figures ci-après (Figure III.1) [1], illustrent les dispositions à prendre en cas de recouvrement de barres terminées par des crochets normaux.

-Le respect des prescriptions concernant le crochet normal dispense de vérifier la condition de non -écrasement du béton.

- Les plans comportant des ancrages par courbure doivent être cousus pour parer aux risques de fissuration du béton suivant ces plans. Il est cependant possible de se dispenser de prévoir des armatures de couture pour les dalles et voiles courbes, si les ancrages par courbure sont noyés dans la masse du béton.

-Dans le cas de recouvrements munis de crochets normaux, les coutures présentent une section au moins égale à la moitié de celle qui serait nécessaire pour un scellement droit.

- On admet que les ancrages des extrémités des barres façonnées en cadres, étriers et épingles sont assurés par courbure suivant le rayon minimal, si les parties courbes sont prolongées de parties rectilignes de longueur au moins égale à :

-cinq diamètres à la suite d'un arc de cercle de 180°

-dix diamètres à la suite d'un arc de cercle de 135°

-quinze diamètres à la suite d'un arc de cercle de 90°

-Les conditions de non -écrasement du béton, ne sont pas applicables aux courbures de cadres, étriers ou épingles.

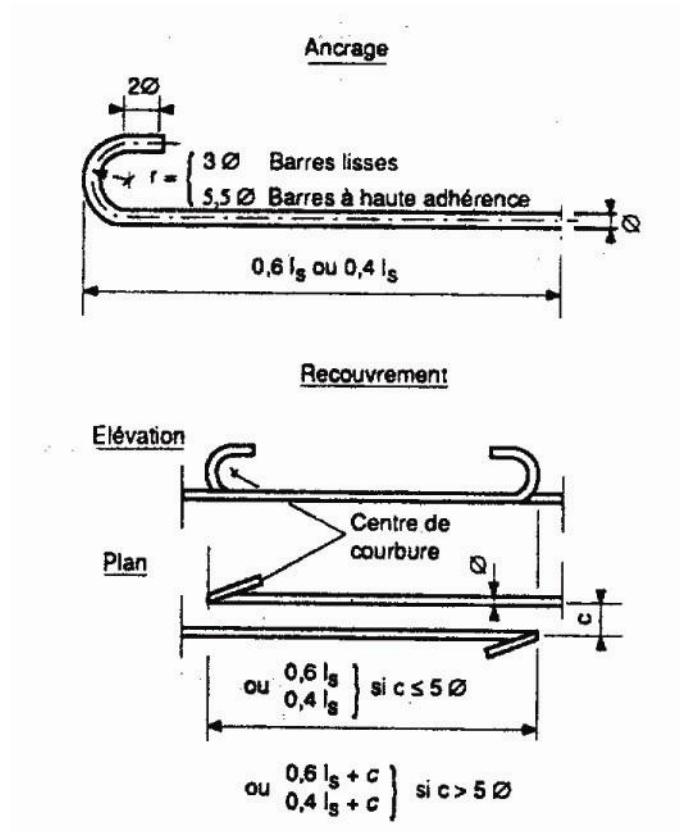


Figure III.1 Recouvrement des barres terminées par des crochets normaux

III.4 ENTRAINEMENT DES BARRES ISOLEES OU EN PAQUET

Dans une poutre fléchie de section constante, la contrainte d'adhérence d'entraînement τ_{se} sur un paquet de barres de section A_s et de périmètre U_i est égale à l'expression :

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0,9 \cdot d \cdot U_i} \cdot \frac{A_{si}}{A_s} \quad (III.6)$$

Où, A_s désigne la section totale des armatures tendues et U_i périmètre utile pris égal au périmètre minimal circonscrit à la section droite du paquet.

La contrainte d'adhérence τ_{se} doit être inférieure à la valeur ultime :

$$\tau_{seu} = \Psi_s \cdot f_{tj} \quad (III.7)$$

Sauf pour les armatures de dalles séparées de la paroi la plus proche par une nappe d'armatures orthogonales pour lesquelles on adopte :

$$\tau_{\text{seu}} = 2 \cdot \Psi_s \cdot f_{tj} \quad (\text{III.8})$$

III.5 PROTECTION DES ARMATURES

-L'enrobage est défini comme la distance de l'axe d'une armature à la paroi la plus voisine diminuée du rayon nominal de cette armature.

-Il convient de prévoir l'enrobage minimal compte tenu de la dimension maximale des granulats et de la maniabilité du béton.

-En tout état de cause l'enrobage de toute armature est au moins égal à :

-5 cm pour des ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives. Cet enrobage de 5 cm, peut être réduit à 3 cm, si, soit les armatures, soit le béton est protégé par un procédé dont l'efficacité a été démontrée.

-3 cm pour les parements non coffrés susceptibles d'être soumis à des actions agressives (et à 2 cm si $f_{c28} > 40$ MPa).

-3 cm pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide. La valeur de 3 cm peut être ramenée à 2 cm lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieure à 40 MPa. En effet, l'efficacité de la protection apportée par l'enrobage est fonction de la compacité du béton, laquelle croît avec sa résistance.

-1 cm pour des parois qui seraient situées dans les locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.

-Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution, c'est- à-dire qu'ils ne comportent aucune tolérance en moins par rapport à la valeur nominale : ceci implique qu'il faut tenir compte des enlèvements éventuels de matière postérieurs à la mise en place du béton.

-D'autre part, il y a lieu de s'assurer par des dessins de détail comportant toutes les armatures secondaires non calculées pour que ces conditions d'enrobage peuvent être satisfaites.

-Le respect de l'enrobage exige une densité convenable de cales ou écarteurs entre les armatures et le coffrage, ainsi que des carcasses rendues suffisamment rigides.

CHAPITRE IV
TRACTION SIMPLE

CHAPITRE VI TRACTION SIMPLE

VI.1 INTRODUCTION

Ce quatrième chapitre concerne le calcul des sections soumises à la traction simple. Ce calcul se fait à l'état limite ultime de résistance et à l'état limite de service.

Ainsi, une pièce est définie comme étant sollicitée en traction simple si l'ensemble des forces extérieures agissant d'un même côté d'une section se réduit à une force normale volumique perpendiculaire à la surface est appliquée au centre de gravité.

Dans chaque section droite le centre de gravité des armatures longitudinales coïncide avec le centre de gravité du béton et avec le point d'application de la force de traction.

Les pièces soumises à la traction seront appelées des tirants.

VI.2 CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES A L'ETAT LIMITE ULTIME (ELUR)

Etant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que seules les armatures longitudinales doivent équilibrer l'effort de traction appliqué.

Soit :

N_u : l'effort de traction à L'ELUR,

σ_s : La contrainte de traction des armatures

A_u : La section des armatures tendues à l'ELUR

Pour la traction simple, et d'après l'hypothèse des trois pivots, le pivot A est à considérer.

Donc :

$$\epsilon_s = \epsilon_{su} = 10 \%$$

Alors :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{IV.1})$$

Donc:

$$A_u = \frac{N_u}{\sigma_s} \quad (\text{IV.2})$$

VI.3 CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES A L'ETAT LIMITE DE SERVICE (ELS)

Etant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que seules les armatures longitudinales doivent équilibrer l'effort normal de traction appliqué.

Soit :

N_{ser} : l'effort normal de traction à l'ELS,

σ_{ser} : la contrainte de traction à l'ELS des armatures, qui ont pour valeurs (III.3) et (III.4):

$$\sigma_{ser} = \min \left\{ (2/3).f_c ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \quad \text{Pour une fissuration préjudiciable}$$

$$\sigma_{ser} = \min \left\{ (1/2).f_c ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \quad \text{Pour une fissuration très préjudiciable}$$

La section des armatures tendues A_{ser} à l'ELS, est :

$$A_{ser} = \frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} \quad (IV.3)$$

IV.4 CONDITION DE NON FRAGILITE

-La section tendue est considérée comme non fragile si les armatures travaillant à leur limite élastique peuvent équilibrer les sollicitations provoquant la fissuration du béton dans cette section.

-La condition suivante est appelée « Condition de non fragilité » et doit être vérifiée comme suit :

$$A_{min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \quad (IV.4)$$

A_{min} étant la section minimale des armatures longitudinales. Et :

f_e étant la limite élastique de l'acier

B étant l'aire de la section du béton

$$f_{t28} = 0,06 \cdot f_{c28} + 0,6 \quad (IV.5)$$

IV.5 ARMATURES LONGITUDINALES FINALES

-La section des armatures longitudinales finales a pour expression :

$$A_f = \max (A_u; A_{ser}; A_{\min}) \quad (IV.6)$$

IV.6 ARMATURES TRANSVERSALES

-Les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance, mais elles ont un rôle constructif.

-Le diamètre des armatures transversales est calculé comme suit :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} \quad (IV.7)$$

Avec :

Φ_t étant le diamètre des armatures transversales.

Φ_l étant le diamètre maximal des armatures longitudinales

Tandis que l'espacement des armatures transversales est calculé comme suit :

$$S_t \leq \min(40\text{cm} ; (a + 10\text{cm})) \quad (IV.8)$$

a étant la plus petite dimension de la section béton.

CHAPITRE V
COMPRESSION SIMPLE

CHAPITRE V COMPRESSION SIMPLE

V.1 INTRODUCTION

Ce cinquième chapitre concerne le calcul des sections soumises à la compression simple. Ce calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme.

Ainsi, une pièce est définie comme étant sollicitée en compression simple si l'ensemble des forces extérieures agissant d'un même côté d'une section se réduit à une force normale de compression perpendiculaire à la surface est appliquée au centre de gravité.

Dans chaque section droite le centre de gravité des armatures longitudinales coïncide avec le centre de gravité du béton et avec le point d'application de la force de compression.

Les pièces soumises à la compression simple peuvent être des poteaux, des murs voiles ou des piles de ponts.

V. 2 DETERMINATION FORFAITAIRE DE L'EFFORT NORMAL RESISTANT DES POTEAUX SOUMIS A UNE COMPRESSION CENTREE

L'effort normal agissant ultime à l'état limite de stabilité de forme (ELESTF), d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante [1] :

$$N_{u'} = \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \theta \cdot \gamma_b} + A_U \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad (V.1)$$

Expression dans laquelle :

A_u est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul

B_r est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie

$\gamma_b = 1,5$ pour les combinaisons fondamentales

$\gamma_b = 1,15$ pour les combinaisons accidentelles

$\gamma_s = 1,15$ pour les combinaisons fondamentales

$\gamma_s = 1$ pour les combinaisons accidentelles

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

$\theta = 0.9$ pour les charges appliquées entre 1 heure et 24 heures

$\theta = 0.85$ pour les charges appliquées moins qu'une heure

α est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ , qui prend les valeurs :

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2] \quad \text{pour } \lambda \leq 50 \quad (\text{V.2})$$

$$\alpha = 0,6 \cdot (50/\lambda)^2 \quad \text{pour } 5 < \lambda \leq 70 \quad (\text{V.3})$$

L'élanement mécanique λ a pour valeur :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad (\text{V.4})$$

l_f est la longueur de flambement définis ci-dessous

i est le rayon de giration de la section droite du béton seul calculé dans le plan de flambement.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B'}} \quad (\text{V.5})$$

I : moment d'inertie de la section transversale par rapport au centre de gravité de la section dans le sens du flambement considéré.

B' : aire de la section du béton.

-Lorsque l'élanement est supérieur à 35, il ne peut, sans justifications plus précises, être tenu compte que des armatures disposées de façon à augmenter le plus efficacement possible la rigidité du poteau dans le sens où son moment d'inertie est le plus faible.

-Dans les poteaux carrés, il s'agit des aciers disposés dans les angles.

-Dans les poteaux rectangulaires dont le rapport des côtés est compris entre 0,9 et 1,1, on applique la règle des poteaux carrés.

V.2.1 Longueur de flambement

-La longueur de flambement l_f est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 des pièces et de

leurs liaisons effectives.

-La longueur libre l_0 d'un poteau appartenant à un bâtiment à étages multiples est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher.

-La longueur libre l_0 des poteaux d'un hall ne comportant au-dessus du sol qu'un rez-de-chaussée couvert est comptée de la jonction avec la fondation ou de la face supérieure du plancher, haut du sous-sol au sommet du poteau.

-Pour un poteau isolé, (figure V.1), s'il n'existe aucun dispositif de construction susceptible de modifier la longueur de flambement, cette longueur l_f est prise égale à :

- $l_f = 2 l_0$ si le poteau est libre à une extrémité et encasté à l'autre
- $l_f = l_0$ si le poteau est articulé aux deux extrémités
- $l_f = \frac{l_0}{\sqrt{2}}$ si le poteau est articulé à une extrémité et encasté à l'autre
- $l_f = l_0 / 2$ si le poteau est encasté aux deux extrémités

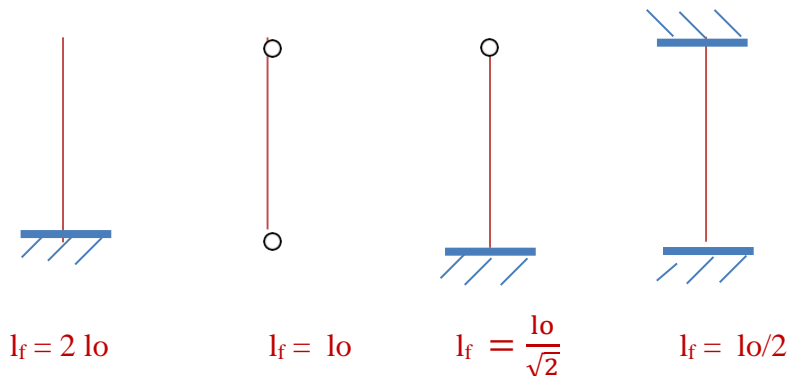


Figure V.1 Longueur de flambement des poteaux isolés

- Pour les bâtiments à étages qui sont contreventés par un système de pans verticaux (avec triangulations, voiles en béton armé ou maçonnerie de résistance suffisante) et où la continuité des poteaux et de leur section a été assurée, la longueur l_f est prise égale à (figure V.2) :

$l_f = 0,7 l_0$ si le poteau est à ses extrémités, soit encasté dans un massif de fondation; soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part

$l_f = l_0$ dans tous les autres cas.

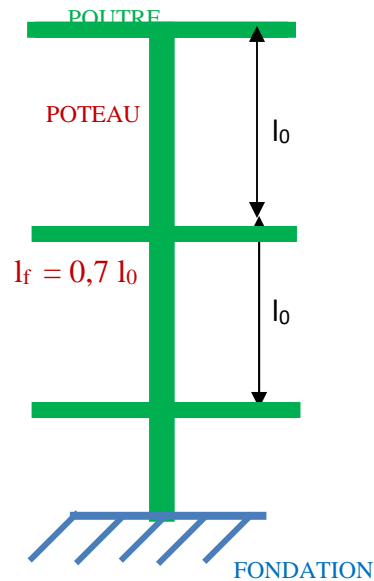


Figure V.2 Longueur de flambement des poteaux faisant partie d'un bâtiment à étages

V. 3 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES POTEAUX A COMPRESSION CENTREE.

-Les poteaux doivent comporter des armatures longitudinales et transversales, respectivement parallèles et perpendiculaires à l'effort de compression appliqué.

-Les valeurs d'armatures exprimées ci-dessous, constituent des valeurs minimales applicables en particulier aux poteaux. Il s'agit donc de dispositions constructives ne dispensant pas de calculer le ferrailage nécessaire pour équilibrer les sollicitations déterminées.

-Armatures longitudinales :

- La section d'armatures longitudinales est au moins égale à 4 cm^2 par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures. C'est-à-dire que :

$$A_{u_{\max}} = 4 \% \cdot B' \quad (V.6)$$

-Les armatures longitudinales des pièces comprimées peuvent être indifféremment constituées de ronds lisses, de barres à haute adhérence ou de treillis soudés. Il est recommandé des aciers de limite d'élasticité au moins égale à 400 MPa.

-D'autre part la section d'armatures longitudinales est au moins égale à 0,1 % de la section totale de béton comprimé sans pouvoir dépasser 4 % en dehors des zones de recouvrement de ces barres. Donc :

$$A_{u_{\min}} = 0,1\% \cdot B' \quad (V.7)$$

- Les armatures longitudinales sont réparties dans la section au voisinage des parois de façon à assurer au mieux la résistance à la flexion de la pièce dans les directions les plus défavorables. En particulier dans une pièce de section rectangulaire la distance maximale de deux armatures voisines sur une même face est au plus égale à une fois la longueur du petit côté du rectangle augmentée de 10 cm et 40 cm. Soit :

$$t \leq \min((a + 10) \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \quad (\text{V.8})$$

t : étant la distance maximale entre deux armatures longitudinales consécutives.

a : étant la plus petite dimension de la pièce de béton

-Pour les pièces de formes diverses, cette règle doit être adaptée. Il est recommandé de prévoir, pour les sections polygonales, une armature (au moins) dans chaque angles et pour les sections circulaires, au moins six armatures également réparties sur tout le contour.

-Les ancrages et recouvrement d'armatures longitudinales sont rectilignes. Cependant si la pièce est susceptible d'être tendue sous certains cas de charge, il faut calculer la longueur de scellement des Armatures compte tenu de la contrainte de traction maximale exercée.

V. 4 ARMATURES TRANSVERSALES

-Les armatures transversales sont disposées en cours successifs plans et normaux à l'axe longitudinal de la pièce. Dans chaque cours elles forment une ceinture continue sur le contour de la pièce et embrassent toutes les armatures longitudinales de diamètre supérieur ou égal à 20 mm de façon à assurer le maintien de celles-ci vis-à-vis d'un mouvement éventuel vers la ou les parois les plus voisines.

-Le tracé de l'armature constituant la ceinture visée ci-dessus ne comporte ni angle rentrant, ni recouvrement parallèle à la paroi.

- Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent, c'est-à-dire :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \quad (\text{V.9})$$

Leur espacement est au plus égal à :

$$st \leq \min(15 \phi_l; 40\text{cm} ; (a + 10\text{cm})) \quad (\text{V.10})$$

CHAPITRE VI
FLEXION SIMPLE

CHAPITRE VI FLEXION SIMPLE

VI.1 INTRODUCTION

Ce sixième chapitre concerne le calcul des sections soumises à la flexion simple. Ce calcul se fait à l'état limite ultime de résistance et l'état limite de service pour les sections rectangulaires et les sections en té.

Ainsi, une poutre sera sollicitée en flexion simple lorsqu'elle sera soumise à l'action de force disposée symétriquement par rapport au plan moyen. La réduction de cette force au centre de gravité de la section se décompose en moment fléchissant et un effort tranchant. [2 à 6]

VI. 2 ETAT LIMITE ULTIME DE RESISTANCE POUR UNE SECTION RECTANGULAIRE

VI. 2. 1 Moment relatif réduit

L'équilibre d'une section transversale rectangulaire fléchie est représenté sur la figure V.1 ci-dessous :

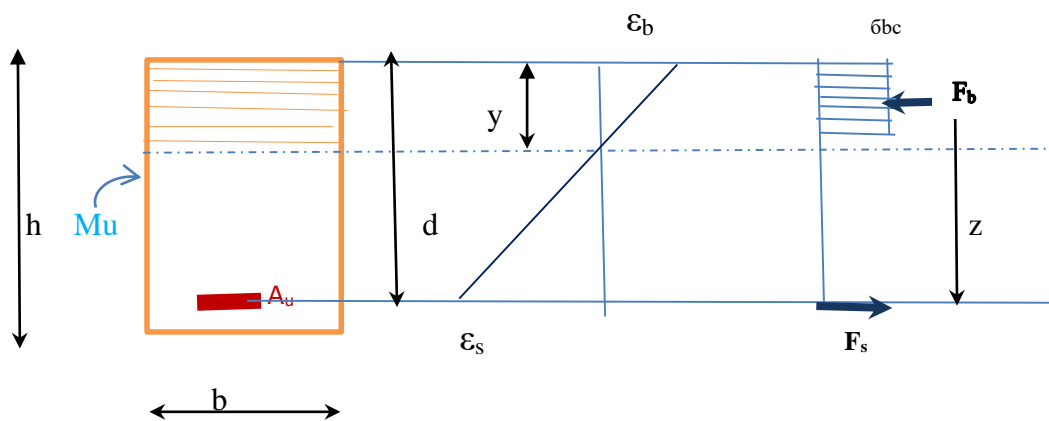


Figure VI.1 Equilibre statique d'une section rectangulaire fléchie à l'ELUR

Sur la figure VI.1, les notations suivantes sont utilisées, b : largeur de la section transversale rectangulaire, h : la hauteur totale de la section transversale rectangulaire, d : la hauteur utile de la section transversale rectangulaire, y : la hauteur de l'axe neutre, z : bras de levier, F_b : la

force de compression dans la section du béton, F_s : l'effort de traction dans les armatures, ϵ_b : la déformation relative dans la fibre la plus comprimée du béton, ϵ_s : la déformation relative des armatures tendues, σ_{bc} : la contrainte de compression dans la fibre la plus comprimée du béton, σ_s : la contrainte de traction dans les armatures et A_u : section des armatures tendues. Les efforts dans les armatures et dans le béton comprimé, s'écrivent respectivement :

$$F_s = A_u \cdot \sigma_s \quad (\text{VI.1})$$

$$F_b = A_c \cdot \sigma_{bc} \quad (\text{VI.2})$$

Pour le calcul de la section du béton comprimée A_c , le diagramme de calcul rectangulaire des contraintes du béton est considérée sur une hauteur de $(0,8 y)$. Donc la force de compression dans le béton a la valeur suivante :

$$F_{bc} = 0,8 \cdot y \cdot b \cdot \sigma_{bc} \quad (\text{VI.3})$$

L'équilibre statique de la section s'écrit :

$$\Sigma F_x = 0 \quad \text{et} \quad \Sigma M = M_u.$$

L'équilibre des efforts :

$$F_b = F_s \quad (\text{VI.4})$$

Donc :

$$A_u \cdot \sigma_s = 0,8 \cdot y \cdot b \cdot \sigma_{bc} \quad (\text{VI.5})$$

L'équilibre des moments :

$$M_u = F_b \cdot z \quad (\text{VI.6})$$

Le bras de levier z , a pour valeur :

$$z = d - 0,4 \cdot y \quad (\text{VI.7})$$

On pose, le bras de levier relatif, non dimensionnel :

$$\beta = \frac{z}{d} \quad (\text{VI.8})$$

Et la position du bras de levier relatif, non dimensionnel :

$$\alpha = \frac{y}{d} \quad (\text{VI.9})$$

Après remplacement et développement, on trouve :

$$M_u = F_b \cdot Z = 0,8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot \sigma_{bc} \cdot d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,8 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc} \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$M_u = 0,8 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc} \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) \quad (VI.10)$$

On pose :

$$\mu = \frac{M_u}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}} \quad (VI.11)$$

μ , est appelé moment relatif réduit.

VI. 2. 2 Moments de références relatifs réduits μ_{AB}

Pour la flexion simple, et d'après la règle des 3 pivots, le diagramme de déformation des matériaux passe par le pivot A ou par le pivot B (figure VI.2).

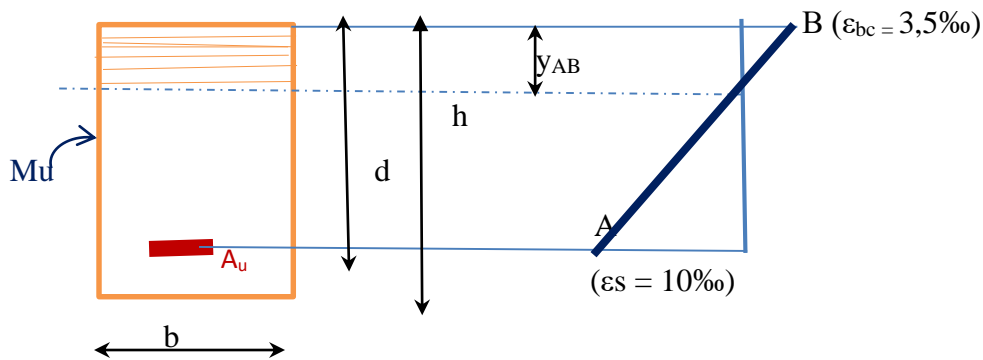


Figure VI.2 Diagramme des déformations limites pour une section rectangulaire fléchie

L'axe neutre relatif α_{AB} , qui correspond au diagramme de déformation qui passe par le pivot A et le pivot B a pour valeur :

$$\alpha_{AB} = \frac{Y_{AB}}{d} = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_s} = \frac{3,5}{3,5 + 10} = 0,259 \quad (VI.12)$$

En considérant les équations (VI.11) et (VI.10), il s'ensuit :

$$\mu = 0,8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0,4 \alpha) \quad (VI.13)$$

Donc :

$$\mu_{AB} = 0,8 \cdot \alpha_{AB} \cdot (1 - 0,4 \alpha_{AB}) = 0,186 \quad (\text{VI.14})$$

μ_{AB} , est le moment de référence relatif réduit, correspondant au diagramme des déformations passant par le pivot A et par le pivot B.

VI. 2. 3 Moments de références relatifs réduits μ

La figure VI.3, présente le diagramme des déformations pour une section rectangulaire lorsque la déformation des armatures est égale à la déformation élastique (ϵ_{el}), et la déformation du béton égale à 3,5‰.

Le moment résistant relatif réduit qui en découle, est noté μ_l .

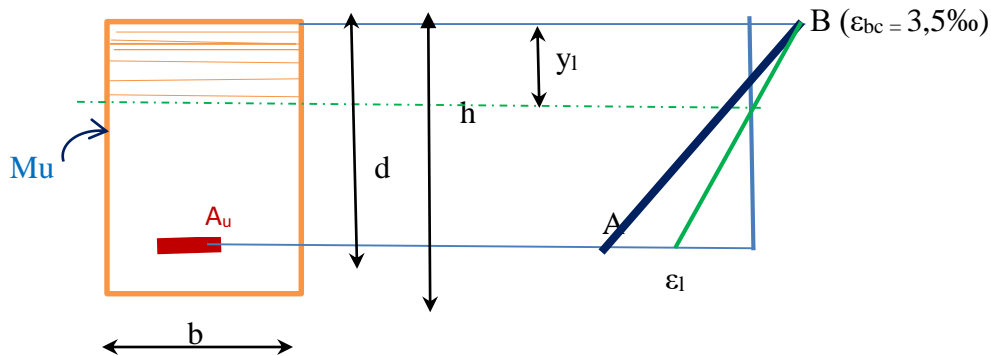


Figure VI. 3 Diagramme des déformations limites pour une section rectangulaire fléchie

Ainsi :

$$\alpha_l = \frac{Y_{AB}}{d} = \frac{\epsilon_{bc}}{\epsilon_{bc} + \epsilon_l} \quad (\text{VI.15})$$

En considérant les équations (VI.11) et (VI.10), il s'ensuit :

$$\mu_l = 0,8 \cdot \alpha_l \cdot (1 - 0,4 \alpha_l) \quad (\text{VI.16})$$

μ_1 est donc le moment de référence relatif réduit limite.

VI. 2. 4 Calcul des armatures

Les domaines définis par la règle des 3 pivots sont :

$$\text{Domaine 1} \rightarrow \mu \leq 0,186 \quad \Leftrightarrow \quad 0 < \alpha \leq 0,259$$

$$\text{Domaine 2a} \rightarrow 0,186 < \mu \leq \mu_1 \quad \Leftrightarrow \quad 0,259 < \alpha \leq \alpha_1$$

Dans ces deux cas et en remplaçant la formule (VI.11) dans l'équation (VI.10), il s'ensuit :

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \quad (\text{VI.17})$$

Comme le bras de levier vaut : $Z = d - 0,4y$; $\beta = Z/d$ et $\alpha = y/d$

Alors :

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \quad (\text{VI.18})$$

Et considérant l'équilibre statique de la section rectangulaire en béton armé (figure VI.1) :

$$M_u = F_s \cdot z = A_u \cdot \bar{\sigma}_s \cdot d \cdot (1 - 0,4\alpha) = A_u \cdot \bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot D$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad (\text{VI.19})$$

Etant donné que pour le domaine 1 (pivot A) $\varepsilon_s \geq \varepsilon_1$, alors :

$$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s \quad (\text{VI.20})$$

Si $\alpha > \alpha_1 \Leftrightarrow \varepsilon_1 < \varepsilon_{es}$: alors les aciers ne travaillent pas suffisamment. Par mesure d'économie, on fait donc travailler à leur limite élastique. Donc, $\varepsilon_1 = \varepsilon_{es}$, et $\mu = \mu_1$

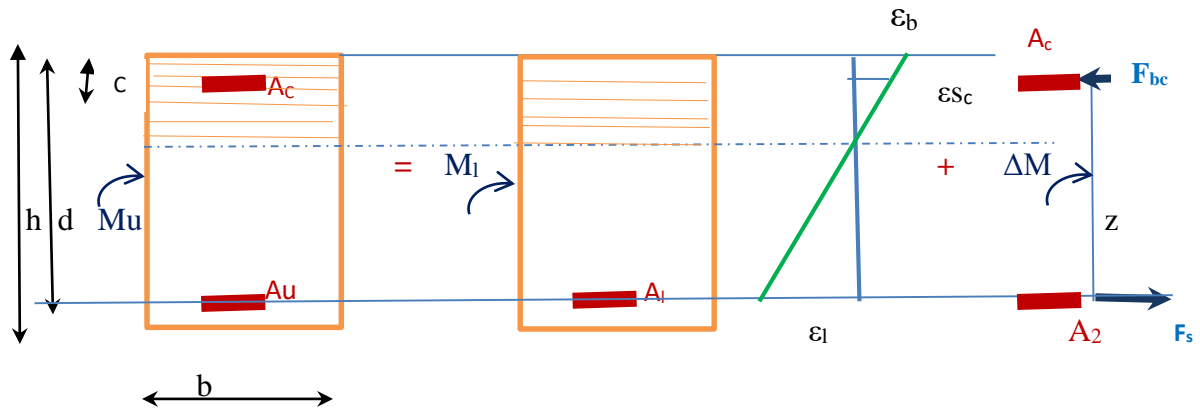


Figure VI. 4 Equilibre statique d'une section rectangulaire fléchie avec des armatures comprimées à l'ELUR

On ajoute des armatures comprimée dans la partie comprimée dans le béton.

Pour le calcul des armatures tendues et des armatures comprimées, on partage la section en béton armé en deux sections fictives (figure VI.4). Une première section, soumise à un

moment résistant limite M_l et la deuxième section soumise à un moment ΔM . Ainsi :

$$M_u = M_l + \Delta M \quad (VI.21)$$

$$A_u = A_1 + A_2 \quad (VI.22)$$

Le moment résistant du béton M_l correspond à $\mu = \mu_l$, et a la valeur :

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} \quad (VI.23)$$

Le calcul des armatures A_1 se fait comme pour une section rectangulaire soumise à un moment M_l . Donc :

$$\alpha_l = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_l} \right) \quad (VI.24)$$

Pour rappel, à l'état limite de service, les contraintes limites du béton et de l'acier sont respectivement :

$$\sigma_{bc'} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad (\text{VI.31})$$

$$\sigma_{ser} = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) \text{ Pour une fissuration préjudiciable} \quad (\text{VI.32})$$

$$\sigma_{ser} = \text{Min}\left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) \text{ Pour une fissuration très préjudiciable} \quad (\text{VI.33})$$

Avec :

$$f_{t28} = 0,06 \cdot f_{c28} + 0,6 \quad (\text{VI.34})$$

Et $\eta = 1,6$ pour les armatures en haute adhérence, et $\eta = 1$ pour les armatures en rond lisses.

Regardant la figure VI.5, et en écrivant la règle des triangles semblables, la valeur de la position de l'axe neutre peut s'écrire :

$$y' = \frac{15 \sigma_{bc'}}{\sigma_{ser} + 15 \sigma_{bc'}} \cdot d \quad (\text{VI.35})$$

Le bras de levier Z , a pour valeur :

$$Z = d - \frac{y'}{3} \quad (\text{VI.36})$$

L'équilibre statique de la section béton armée sous l'effet du moment de service sollicitant M_{ser} , donne :

$$M_{ser} = F_s \cdot Z = A_{ser} \cdot \sigma_{ser} \cdot Z ; \text{ donc :}$$

$$A_{ser} = M_{ser} / (\sigma_{ser} \cdot Z) \quad (\text{VI.37})$$

Mais il arrive que le moment sollicitant M_{ser} , soit supérieur au moment résistant du béton, dans ce cas, des armatures sont placées dans partie comprimée du béton pour reprendre le surplus de contrainte (figure VI.6).

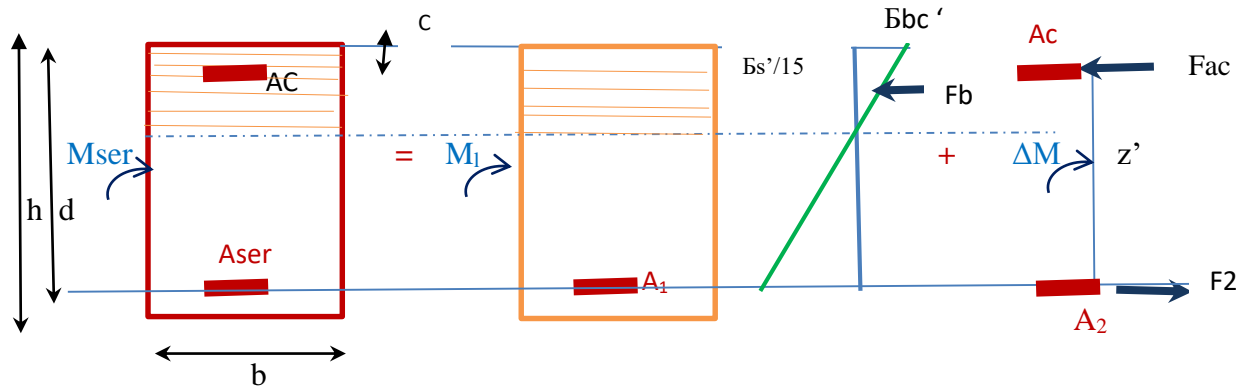


Figure VI.6 Equilibre statique d'une section rectangulaire fléchie avec des armatures comprimées à l'ELS

En considérant la figure VI.5 et les équations (VI.35) et (VI.36), le moment résistant du béton a pour valeur :

$$M_r = F_b \cdot Z = 0,5 \cdot b \cdot y' \cdot E_{bc}' \cdot Z = 0,5 \cdot b \cdot y' \cdot E_{bc}' \cdot \left(d - \frac{y'}{3} \right) \quad (VI.38)$$

Alors, si $M_{ser} > M_r$, les armatures comprimées sont nécessaires.

On ajoute des armatures comprimée dans la partie comprimée du béton.

Pour le calcul des armatures tendues et des armatures comprimées, on partage la section en béton armé en deux sections fictives (figure VI.6). Une première section, soumise à un moment résistant M_r (VI.37), et la deuxième section soumise à un moment ΔM . Ainsi :

$$M_{ser} = M_r + \Delta M \quad (VI. 39)$$

$$A_{ser} = A_1 + A_2 \quad (VI. 40)$$

Le calcul des armatures A_1 se fait comme pour une section rectangulaire soumise à un moment M_r . Donc :

$$A_1 = M_r / (\bar{\sigma}_{ser} \cdot Z) \quad (VI. 41)$$

$$A_2 = \Delta M / [(d - c) \cdot \bar{\sigma}_{ser}] \quad (VI.42)$$

$$A_c = \Delta M / [(d - c) \cdot \bar{\sigma}_s'] \quad (VI.43)$$

Avec :

$$\sigma_s' = \bar{\sigma}_s \cdot (y' - c) / (d - y_1) \quad (VI.44)$$

VI.3.2 Vérification des contraintes

Il est nécessaire de vérifier à l'état limite de service que la compression du béton reste admissible ainsi que la traction dans les armatures en fonction de la préjudiciabilité de la fissuration.

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y_1 \leq \sigma_{bc}' = 0,6 \cdot f_{c28} \quad (VI.45)$$

$$\sigma_{ser} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - Y_1) \leq \sigma_{ser} \quad (VI.46)$$

Y_1 étant la valeur de la position de l'axe neutre de la section homogène du béton armé et I étant le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe qui passe par Y_1 .

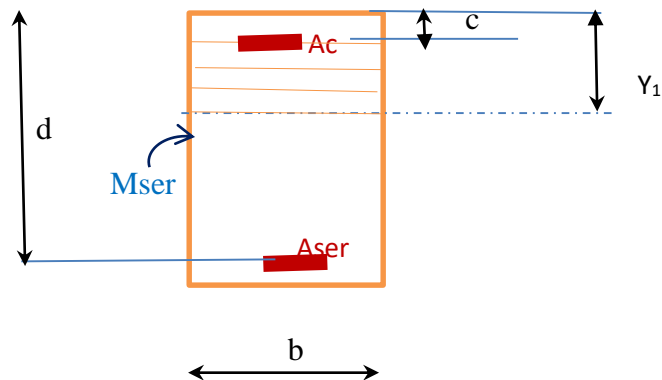


Figure VI.7 Section rectangulaire fléchie à l'ELS

Sachant que le moment statique est nul par rapport à l'axe neutre, et en écrivant le moment statique de la section homogène, il s'ensuit :

$$b Y_1 \cdot \frac{Y_1}{2} + 15 A_c(Y_1 - c) - 15 A_{ser}(d - Y_1) = 0 \quad (\text{VI.47})$$

L'équation (VI.46) est une équation du deuxième degré. La racine positive de l'équation, est la valeur de la position de l'axe neutre Y_1 .

L'inertie de la section homogène par rapport à Y_1 , vaut :

$$I = \frac{b \cdot (Y_1)^3}{3} + 15 A_{ser} (d - Y_1)^2 + 15 A_c (Y_1 - c)^2 \quad (\text{VI.48})$$

VI.4 ETAT LIMITE ULTIME DE RESISTANCE POUR UNE SECTION EN TE

VI.4.1 Moment résistant de la table de compression

Le moment résistant du béton d'une section en T lorsque la table de compression est totalement comprimée est égale à (figure VI.8) :

$$M_{bt} = F_{bc} \cdot Z = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} (d - 0,5 h_0) \quad (\text{VI.49})$$

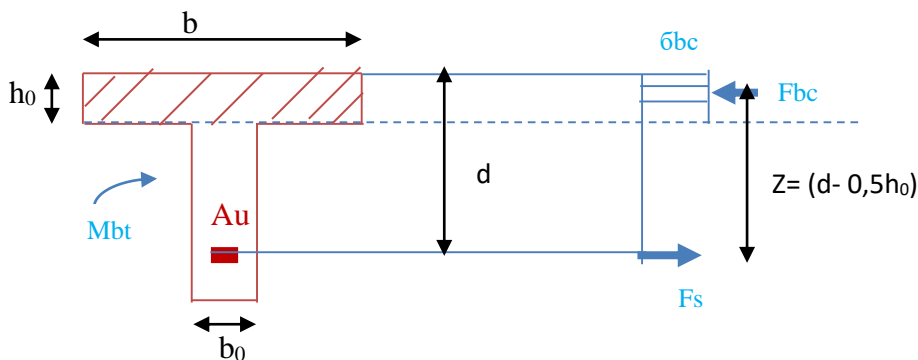


Figure VI.8 Equilibre statique d'une section en T à l'ELUR soumise au moment M_{bt}

VI.4.2 Calcul des armatures

Pour le calcul des armatures longitudinales, il faut considérer deux cas :

-A- Le moment sollicitant $M_u \leq M_{bt}$

Comme le béton tendu est négligé, le calcul peut se faire pour une section rectangulaire ($b \times h$), (figure VI.9).

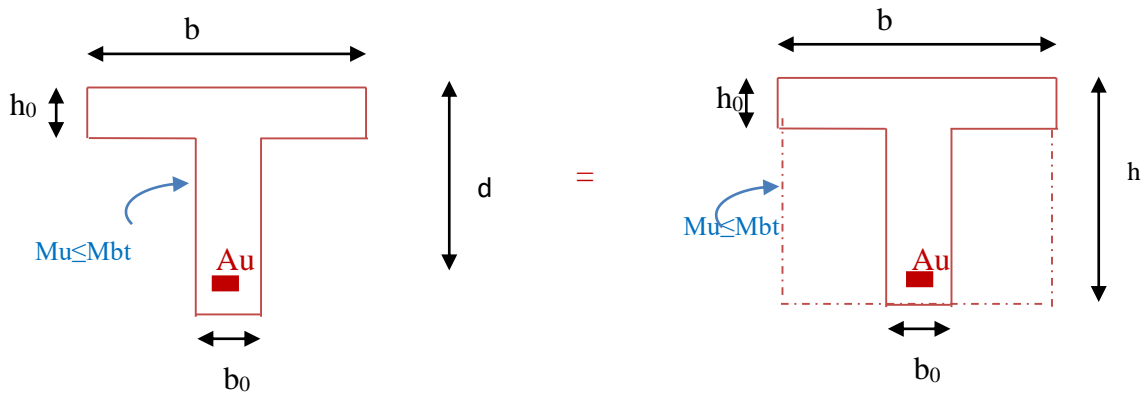


Figure VI.9 Section rectangulaire fictive de calcul

Le calcul se fait donc suivant les étapes suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}} \quad (VI.50)$$

Dans ce cas, $\mu \leq 0,186$ (pivot A), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, et :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad (VI.51)$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \quad (VI.52)$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha \quad (VI.53)$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad (VI.54)$$

-B-Le moment sollicitant $M_u > M_{bt}$

Dans ce cas, la section en T est partagée en deux sections fictives. Une section qui comprend les ailettes de la table de compression soumise à un moment (M_1), correspondant à son moment de résistance. Une deuxième section qui correspond à la nervure de la section en T et qui est sollicité par un moment (M_2) qui est la différence entre le moment sollicitant extérieur M_U et le moment M_1 .(figure VI.10).

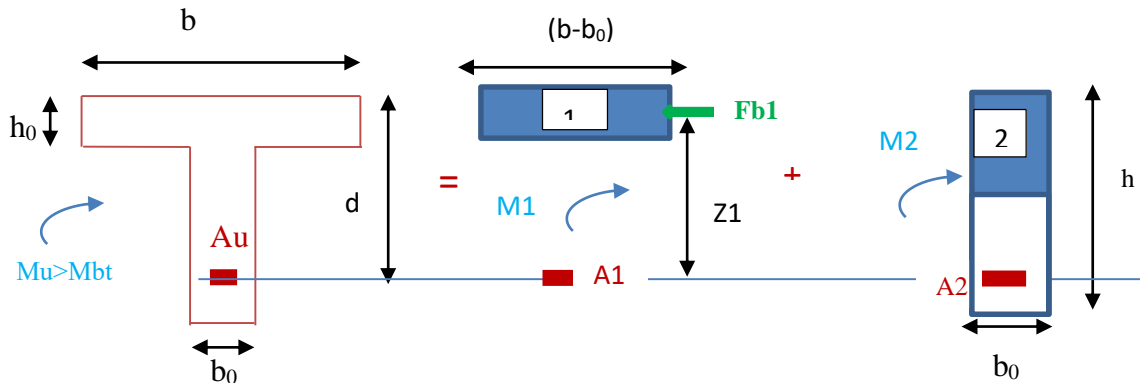


Figure VI.10 Schéma de calcul d'une section T

Pour la section 1, le moment résistant des ailettes de la table de compression a pour valeur :

$$M_1 = F_{b1} \cdot Z_1 = (b - b_0) \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \cdot (d - 0,5 \cdot h_0) \quad (VI.56)$$

Et la section des armatures A_1 , a pour valeur :

$$A_1 = \frac{M_1}{(d - 0,5 h_0) \cdot \sigma_s} \quad (VI.57)$$

Pour la section 2, le moment sollicitant est pris égal à :

$$M_2 = M_U - M_1 \quad (VI.58)$$

Et la section des armatures est calculée pour une section rectangulaire de dimensions ($b_0 \times h$), soumise au moment M_2 . Soit :

$$\mu = \frac{M_2}{d^2 \cdot b_0 \cdot \sigma_{bc}} \quad (\text{VI.59})$$

*** Si, $\mu \leq \mu_1$, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires et $\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s$ et :

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \quad (\text{VI.60})$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha \quad (\text{VI.61})$$

$$A_2 = \frac{M_2}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad (\text{VI.62})$$

Finalement : $A_u = A_1 + A_2$

***Mais si $\mu > \mu_1$, les armatures comprimées sont nécessaires. Il faut donc calculées la section des armatures tendues A_2 et la section des armatures comprimées A_c .

La section des armatures tendues finales égales à $A_u = A_1 + A_2$ et la section des armatures comprimées finales égales à A_c .

VI.5 ETAT LIMITE DE SERVICE POUR UNE SECTION EN T

VI.5.1 Moment résistant de la table de compression

Le moment résistant du béton d'une section en T lorsque la table de compression est totalement comprimée est égale à (figure VI.11) :

$$M_{bt} = F_{bc} \cdot Z = 0,5 b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc}' \cdot \left(d - \frac{h_0}{3} \right) \quad (\text{VI.63})$$

VI.5.2 Calcul des armatures

Pour le calcul des armatures longitudinales, il faut considérer deux cas :

-A- Le moment sollicitant $M_{ser} \leq M_{bt}$

Comme le béton tendu est négligé, le calcul peut se faire pour une section rectangulaire ($b \times h$), (figure VI.12).

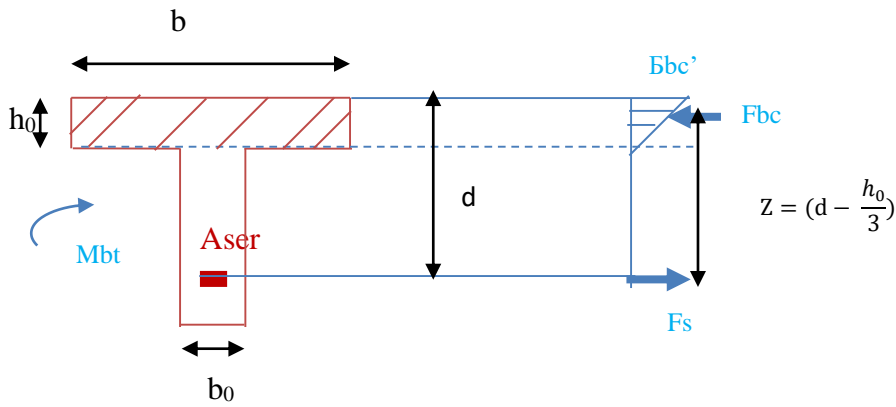


Figure VI.11 Equilibre statique d'une section en T à l'ELUR soumise au moment M_{bt}

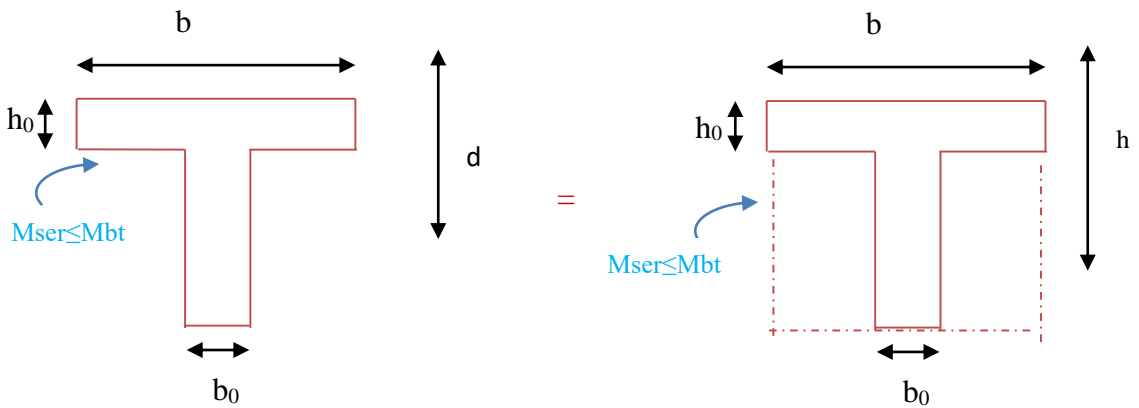


Figure VI.12 Section rectangulaire fictive de calcul pour la section en T

Dans ce cas les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Le calcul des armatures peut se faire par la méthode approchée, où la valeur du bras de levier est prise égale à :

$$Z = d - 0,5 \cdot h_0 \tag{VI.64}$$

Et la section des armatures tendues à l'ELS, vaut :

$$A_{ser} = M_{ser} / (Z \cdot \sigma_{ser}) \tag{VI.65}$$

-B-Le moment sollicitant $M_{ser} > M_{bt}$

Dans ce cas, la section en té est partagée en deux sections fictives. Une section qui comprend les

aillettes de la table de compression soumise à un moment (M_1), correspondant à son moment de résistance. Une deuxième section qui correspond à la nervure de la section en té et qui est sollicité par un moment (M_2) qui est la différence entre le moment sollicitant extérieur M_{ser} et le moment M_1 .(figure VI.13).

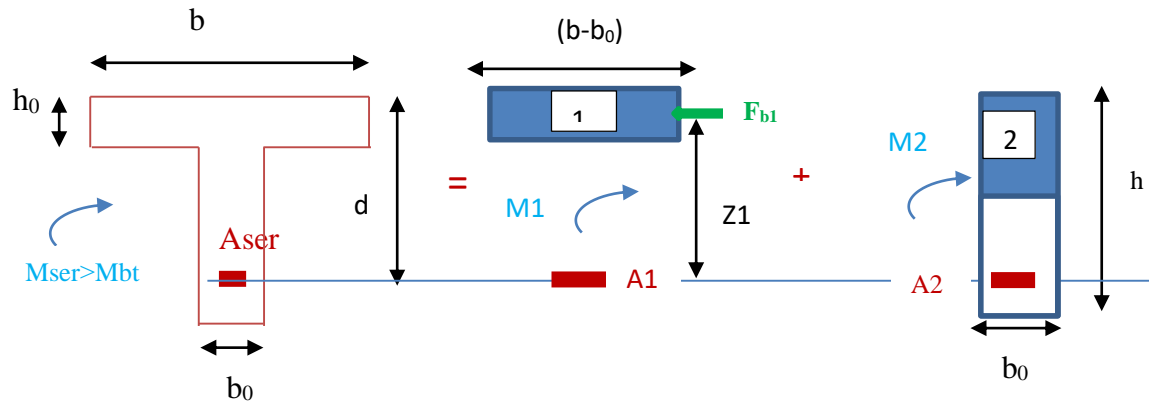


Figure VI.13 Schéma de calcul d'une section T à l'ELS

Pour la section 1, le moment résistant des ailettes de la table de compression a pour valeur :

$$M_1 = F_{b1} \cdot Z_1 = 0,5(b - b_0) \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc}' \cdot \left(d - \frac{h_0}{3}\right) \quad (VI.66)$$

Et la section des armatures A_1 , a pour valeur :

$$A_1 = \frac{M_1}{\left(d - \frac{h_0}{3}\right) \cdot \sigma_{ser}} \quad (VI.67)$$

Pour la section 2, le moment sollicitant est pris égal à :

$$M_2 = M_U - M_1 \quad (VI.68)$$

Et la section des armatures tendues A_2 et éventuellement la section des armatures comprimées A_c , sont calculées pour une section rectangulaire de dimensions ($b_0 \times h$), soumise au moment M_2 .

Finalement : $A_{ser} = A_1 + A_2$, et éventuellement : $A_c =$ armatures comprimées.

CONCLUSION

CONCLUSION

Cet ouvrage qui est destiné aux étudiants en semestre 5 de licence génie civil (chapitre I à IV), et en semestre 5 de licence travaux publics (chapitre I à VI), a été formulé sous la forme de plusieurs chapitres.

Ainsi le premier chapitre concernait “ la formulation du béton et propriétés mécaniques du béton armé”. Où, il était question de la définition du béton armé, de la présentation de ses constituants, puis de la description de ses propriétés mécaniques.

Tandis que le deuxième chapitre présentait les “ Prescriptions réglementaires” qui introduisait à la règle des pivots, aux états limites, aux combinaisons d’actions et à la condition de non fragilité.

Dans le chapitre trois, “ l’adhérence et l’ancrage” ont été abordés. Il était donc question de la contrainte d’adhérence, de l’ancrage d’une barre isolée droite, de l’ancrage par courbure et du recouvrement.

Pour le chapitre quatre, la traction simple a été abordée à l’état limite ultime de résistance et à l’état limite de service

De même au chapitre cinq, la compression simple a été abordée à l’état limite ultime de stabilité de forme.

Enfin pour le chapitre six, le calcul des sections en béton armé soumise à la flexion simple a été présenté. Le calcul se faisait pour la section rectangulaire et la section en T à l’état limite de résistance et à l’état limite de service.

La suite de ce travail consisterait à présenter le dimensionnement des sections en béton armé, soumise à l’effort tranchant, la flexion composée et la torsion. Ces derniers chapitres font l’objet du programme du semestre 6 de la licence génie civil et semestre 6 de la licence travaux publics.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES 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 Mouguin, "Cours de béton armé", B.A.E.L. 91", BERTI Edition, 1997.
3. Jean Perchat et Jean Roux, "Maitrise du B.A.E.L. 91 et des D.T.U associés", EYROLLES, 1999.
4. Jean Perchat et Jean Roux, "Pratique du B.A.E.L. 91 (Cours avec exercices corrigés)", EYROLLES, 2002.
5. Pierre Charon," Exercice de béton armé selon les règles B.A.E.L. 83", EYROLLES, 2ème édition, 1986.
6. Jean-Marie Paillé, " Calcul des structures en béton Guide d'application", EYROLLES, 2013.

ANNEXES

CANEVAS DU MODULE BETON ARME S5 LICENCE GENIE CIVIL

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.

Contenu de la matière:**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 Mougouin, "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, " Exercice de béton armé selon les règles B.A.E.L. 83", EYROLLES, 2ème édition.
6. Jean-Marie Paillé, " Calcul des structures en béton Guide d'application", Eyrolles, 2013.

CANEVAS DU MODULE BETON ARME S5 LICENCE TRAVAUX PUBLICS

Semestre: 5
Unité d'enseignement: UEF 3.1.1 Matière 2: Béton armé
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 flexionsimple) selon les règles BAEL, CBA93.

Connaissances préalables recommandées:

Résistance des matériaux (RDM1), Matériaux de constructions (MDC1).

Contenu de la matière:

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

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

Chapitre 2. Prescriptions réglementaires (2 Semaines)

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

Chapitre 3. Adhérence et ancrage (2 Semaines)

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

Chapitre 4. Compression simple (3 Semaines)

Etat limite ultime de résistance, état limite de service

Chapitre 5. Traction simple (2 Semaines)

Etat limite ultime de résistance, état limite de service

Chapitre 6. Calcul de sections en béton armé soumises à la flexion simple (4 Semaines)

Section rectangulaire et section en T 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 Mougouin, "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, " Exercice de béton armé selon les règles B.A.E.L. 83", EYROLLES, 2ème édition.
6. Jean-Marie Paillé, " Calcul des structures en béton Guide d'application", Eyrolles, 2013.