

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem**  
**Faculté des Sciences et de la Technologie**  
**Département de Génie Civil**



# **Polycopié de Cours**

## **Béton armé 1**

**Destiné aux étudiants de**  
**3<sup>ème</sup> année Licence Génie Civil**

**Présenté par : Dr. BELBACHIR Nasrine**

**Expertisé par :**

**Mme. LAREDJ Nadia**

**Professeur**

**U. Mostaganem**

**M. BRANCI Tayeb**

**Professeur**

**U. Chlef**

**2021-2022**

## **Table des matières**

### **Chapitre 1 : Formulation et propriétés mécaniques du béton armé**

1	Principe du béton armé	1
2	Constituants du béton armé	3
	2.1 Béton	3
	2.2 Aciers pour béton armé	9
3	Propriétés du béton armé	12
4	Avantages et inconvénients du béton armé	13
	4.1 Avantages du béton armé	13
	4.2 Inconvénients du béton armé	13

### **Chapitre 2 : Prescriptions réglementaires**

1	Notion d'états-limites	15
	1.1 Etats limites ultimes	15
	1.2 Etats limites de service	15
2	Actions	16
	2.1 Actions permanentes	16
	2.2 Actions variables	16
	2.3 Actions accidentelles	17
	2.4 Combinaisons d'actions	17
3	Hypothèses de calcul	21
	3.1 Etat-limite ultime de résistance	21
	3.2 Etats limites de service	24
4	Condition de non fragilité	25
	4.1 Traction	25

## Table des matières

---

4.2	Flexion simple	25
4.3	Dalle fléchie	25

### Chapitre 3 : Adhérence et ancrage

1	Adhérence	26
1.1	Contrainte d'adhérence	26
2	Ancrage des aciers	26
2.1	Valeur limite ultime de la contrainte d'adhérence	26
2.2	Ancrages rectilignes	27
2.3	Ancrage par courbure des barres tendues	28
2.4	Ancrages des cadres, étriers, épingles	29
3	Jonctions par recouvrement	30
3.1	Recouvrement des barres tendues	30
3.2	Ancrage et recouvrement des barres comprimées en permanence	32

### Chapitre 4 : Compression centrée

1	Définition	33
2	Flambement	34
3	Armatures longitudinales	36
4	Armatures transversales	37
5	Détermination des armatures	38
6	Application	40

### Chapitre 5 : Traction simple

1	Définition	43
2	Hypothèses de calcul	43
3	Détermination des armatures	44
3.1	ELUR	44
3.2	ELS	45

## Table des matières

---

4	Condition de non fragilité	45
5	Application	46
	Références Bibliographiques	47

## **CHAPITRE 1**

# **FORMULATION ET PROPRIÉTÉS** **MÉCANIQUES DU BÉTON ARMÉ**

## Chapitre 1 : Formulation et propriétés mécaniques du béton armé

### 1. Principe du béton armé

Le béton est un matériau obtenu en mélangeant en proportions convenables et de manière homogène :

- du ciment,
- un "granulat " composé de sable et de gravier,
- de l'eau,
- un adjuvant (éventuel).

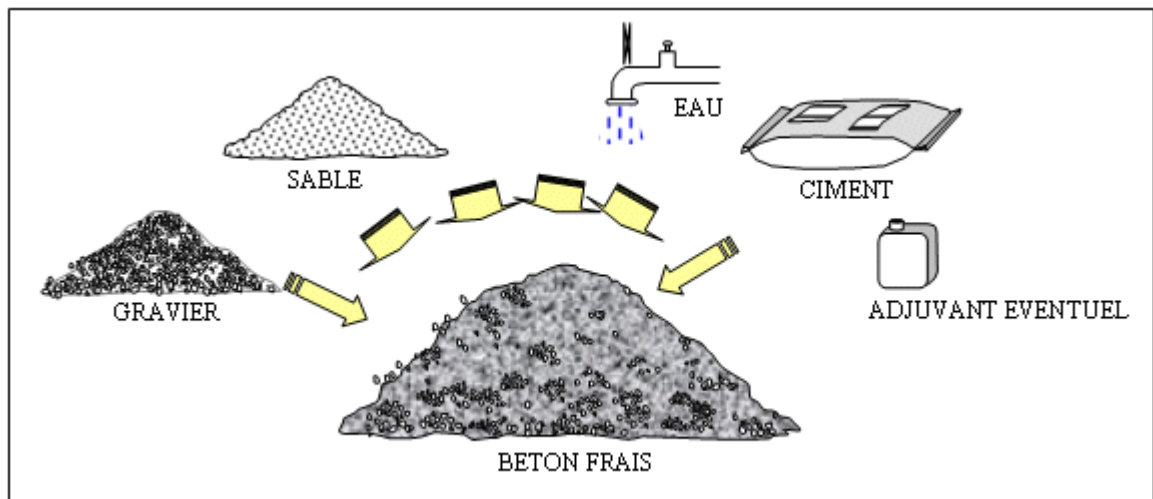
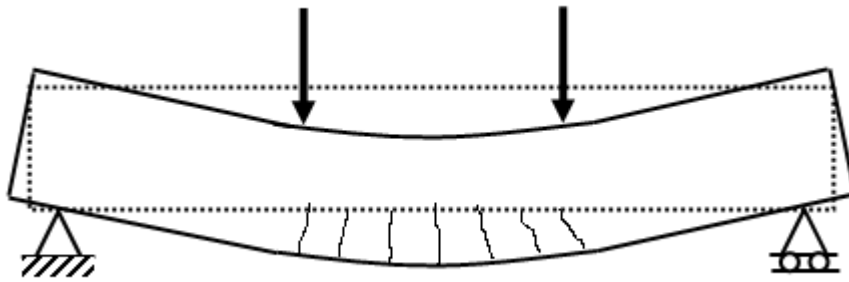


Fig.1 Les composants du béton

Le mélange fait prise puis " durcit", ce qui se traduit par un accroissement de ses résistances à la compression et à la traction. La première atteint des valeurs élevées (couramment, en moyenne, 25 à 35 MPa), mais la seconde reste relativement faible (de l'ordre du douzième de la résistance à la compression c'est-à-dire de 2 à 3 MPa). Le béton est donc un matériau fragile.

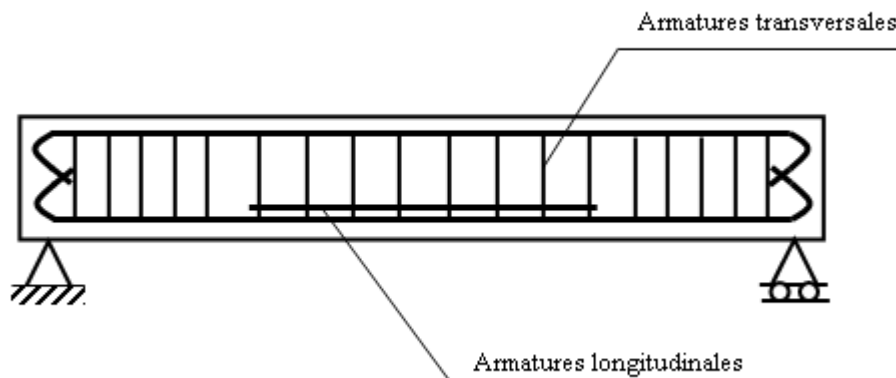


*Fig.2 poutre en béton non armé*

Pour pallier les inconvénients résultant de cette fragilité, on associe au béton des armatures en acier (Fig.3) : le matériau ainsi obtenu est le béton armé.

Les armatures sont disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal par lui même, c'est-à-dire les efforts de traction, ou bien à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut, à lui seul, remplir ce rôle.

On distingue les armatures longitudinales dirigées suivant l'axe longitudinal de la pièce, et les armatures transversales généralement disposées dans des plans perpendiculaires à l'axe de la pièce.



*Fig.3 Poutre en béton armé*

### 2. Constituants du béton armé

#### 2.1. Béton

##### 2.1.1. Brefs rappels sur les constituants du béton

###### a) Ciment

Le ciment est un liant hydraulique, qui se présente sous l'aspect d'une poudre très fine, mélangée avec l'eau, forme une pâte faisant prise et durcissant progressivement dans le temps.

Il existe cinq types de ciment et les plus utilisés sont : le ciment Portland artificiel (CEMI-CPA) sans ajouts et le ciment portland composé (CEMI-CPA) avec ajouts. Les classes les plus courantes sont les classes 32,5 et 42,5.

Le dosage (poids de ciment par  $m^3$  de béton mis en œuvre) varie de 300 à 400  $kg/m^3$ , le dosage le plus fréquent est 350  $kg/m^3$ ).

###### b) Granulats

On appelle « granulats » les matériaux inertes, sables graviers ou cailloux, qui entrent dans la composition des bétons. C'est l'ensemble des grains compris entre 0 et 125 mm dont l'origine peut être naturelle, artificielle ou provenant de recyclage. Dans les bétons courants la dimension maximale du granulats varie de 15 à 25 mm, cette dernière étant la plus fréquente.

###### c) Eau

L'eau permet l'hydratation du ciment qui conduit à la prise et le durcissement du béton et assure aussi la maniabilité (ouvrabilité) du béton frais afin de faciliter sa mise en place.

Pour convenir à la confection de bétons, les eaux ne doivent contenir ni composés risquant d'attaquer chimiquement le ciment, les granulats ou les armatures, ni particules en suspension dont la quantité pourrait modifier ses qualités originelles.

##### 2.1.2. Caractéristiques du béton

###### a) Résistance caractéristique

Dans les cas courants, pour l'établissement des projets, le béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à 28 jours, appelée valeur caractéristique requise, notée  $f_{c28}$ .



## Chapitre 1. Formulation et propriétés mécaniques du béton armé

Le tableau ci-dessous montre les valeurs de la résistance caractéristique fixées à priori.

Classes du ciment <sup>(1)</sup>		32,5 et 32,5R		42,5 et 42,5R	
Conditions de fabrication du béton		CC	AS	CC	AS
$f_{c28}$ (MPa)	16	300			
	20	350	325	325	300
	25	<sup>(2)</sup>	400	375	350
	30	non admis	<sup>(2)</sup>	<sup>(2)</sup>	<sup>(2)</sup>

Dans ce tableau CC et AS signifient :

CC **conditions courantes** de fabrication des bétons ;

AS conditions courantes de fabrication des bétons avec **auto-contrôle surveillé**.

<sup>(1)</sup> Les ciments visés sont les ciments courants relevant de la norme NF P 15-301 (juin 1994)

<sup>(2)</sup> Cas à justifier par une étude appropriée.

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation :  $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$  dans laquelle  $f_{tj}$  et  $f_{cj}$  sont exprimées en MPa.

Pour le choix de la valeur de  $f_{c28}$  on peut considérer que :

- Une résistance de 20 MPa est facilement atteinte sur les chantiers convenablement outillés,
- On obtient facilement 25 MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier,
- On peut obtenir 30 MPa à condition de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.

Pour les bétons d'un âge  $j < 28$  jours, la résistance à la compression est donnée par les formules suivantes et le tableau 2

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

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

Lorsque l'âge d'un béton dépasse 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à  $1,10 f_{c28}$ .

Tableau 2 : Résistance  $f_{cj}$  du béton à 7, 14 et 90 Jours

$f_{c28}(MPa)$	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	10,6	13,2	14,6	16,5	19,9	23,2	26,5
14 jours	13,7	17,9	18,8	21,4	25,6	29,9	34,2
90 jours	17,6	22	24,2	27,5	33	38,5	44

**b) Module de déformation longitudinale**

b-1) Instantané :

Pour un chargement de courte durée d'application ( $t < 24$  heures), le module de déformation longitudinale instantanée peut être pris égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa) \quad (3)$$

b-2) Différé :

Pour un chargement de longue durée d'application le module de déformation est pris égal à :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} \Rightarrow E_{vi} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa) \quad (4)$$

**c) Coefficient de Poisson**

Lorsque l'on soumet à la compression axiale une éprouvette de longueur  $l$  et de diamètre  $a$ , elle subit un raccourcissement longitudinal  $\Delta l$  et une dilatation transversale qui porte le diamètre de  $d$  à  $d + \Delta d$ .

On appelle "coefficient de Poisson" le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative :

$$\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \quad (5)$$

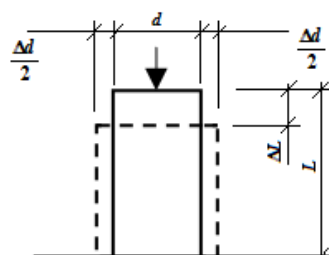


Fig.4 coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson est pris égal à 0,2 pour les justifications aux états limites de service (E.L.S) et 0 dans le cas des états limites ultimes (E.L.U).

d) **Coefficient de dilatation thermique** : ce coefficient peut être pris égal à  $10.10^{-6} /C^{\circ}$ .

e) **Retrait et fluage** :

e-1) Retrait hydraulique:

Conservé dans un milieu non saturé d'humidité le béton perd une partie de son eau libre et ses dimensions diminuent.

Pour les pièces en béton armé non massives, à l'air libre, comportant un pourcentage moyen d'armatures, les règles BAEL indiquent que le raccourcissement unitaire final dû au retrait peut être égal à :

- $1,5.10^{-4}$  dans les climats très humides ;
- $2,0.10^{-4}$  en climat humide ;
- $3,0.10^{-4}$  en climat tempéré ;
- $4,0.10^{-4}$  en climat chaud et sec et
- $5,0.10^{-4}$  en climat très chaud ou désertique.

e-2) fluage :

C'est un accroissement de la déformation au cours du temps dû à l'application d'une contrainte de compression  $\sigma_{bc}$  uniforme et constante.

f) **Diagramme contraintes-déformation** :

Pour vérification à l'état-limite ultime, on utilise un diagramme non-linéaire dit « parabole-rectangle » ou bien, dans un but de simplification, le diagramme rectangulaire qui en est déduit.

Pour les vérifications à l'état-limite de service le béton, le diagramme contraintes-déformation est considéré comme élastique et linéaire et défini par son module d'élasticité.

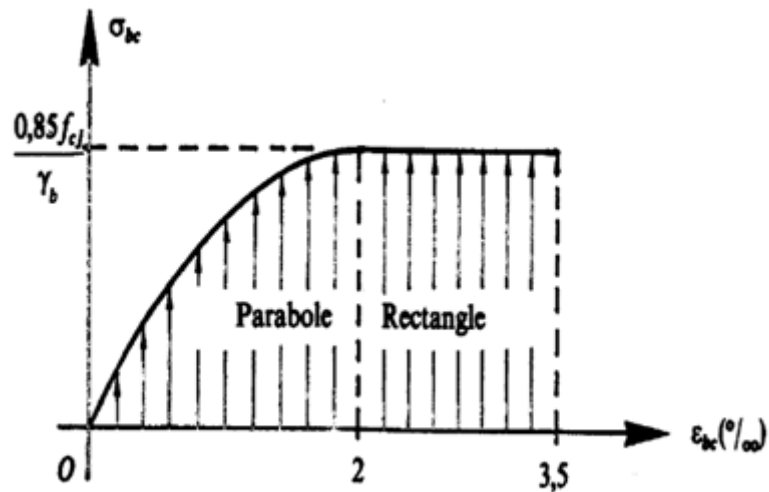


Fig.5 diagramme parabolé-rectangle

Le diagramme parabolé-rectangle (Fig.5) est constitué d'un arc de parabole depuis l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées  $\epsilon_{bc}=2\text{‰}$ , prolongé par un palier d'ordonnée :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{cj}}{\gamma_b} \quad (6)$$

$\epsilon_{bc}$  : déformation du béton en compression

$f_{cj}$  est la résistance caractéristique à la compression du béton à j jours.

$\gamma_b$  est un coefficient de sécurité qui a pour valeur :

- $\gamma_b = 1,15$  en situation accidentelle et
- $\gamma_b = 1,5$  en situation durable et transitoire (normale).

Lorsque la section considérée n'est pas entièrement comprimée, le calcul à l'état limite ultime, peut être effectué en substituant au digramme parabolé-rectangle, le diagramme rectangulaire simplifié défini par la fig. 6.

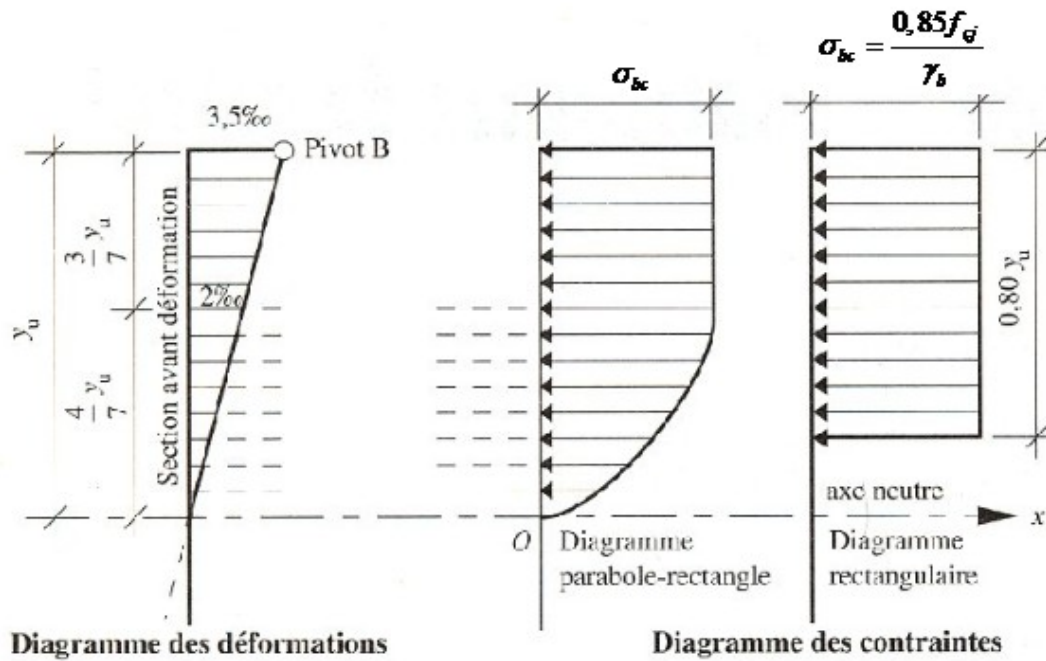
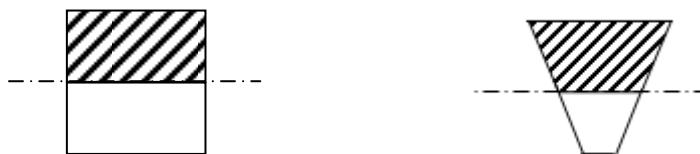


Fig.6 passage au diagramme de contrainte rectangulaire simplifié

La contrainte  $\sigma_{bc}$  a pour valeur :

- a) Pour les sections dont la largeur est constante ou croissante vers la fibre la plus comprimée, comme par exemple les sections rectangulaires ou en T :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{cj}}{\gamma_b}$$



- b) Pour les sections dont la largeur est décroissante vers la fibre la plus comprimée, comme par exemple les sections circulaires :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,80f_{cj}}{\gamma_b}$$



## 2.2. Aciers pour béton armé

Compte tenu de leurs conditions d'emploi et de leurs caractéristiques mécaniques, ces aciers doivent présenter une adhérence convenable, une ductilité et une aptitude au façonnage satisfaisantes et, le cas échéant, présenter l'aptitude au soudage requise pour l'exécution des jonctions.

### 2.2.1. Différents types d'acier

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance (limite élastique garantie) et leur état de surface (ronds lisses ou barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Ronds lisses bruts de laminage : les diamètres nominaux normalisés sont les suivants (en mm) :

6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32, 40 et 50.

Les ronds lisses sont utilisés en deux nuances : FeE215 ( $f_e=215$ ) et FeE235 ( $f_e=235$ )

- Barres à haute adhérence : obtenue par laminage à chaud d'un acier naturellement dur, leur surface latérale présente des aspérités judicieusement disposées (nervures, verrous), destinées à réduire la possibilité de glissement dans la gaine de béton ou il sera placé. les diamètres nominaux normalisés sont les suivants :

6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32, 40 et 50.

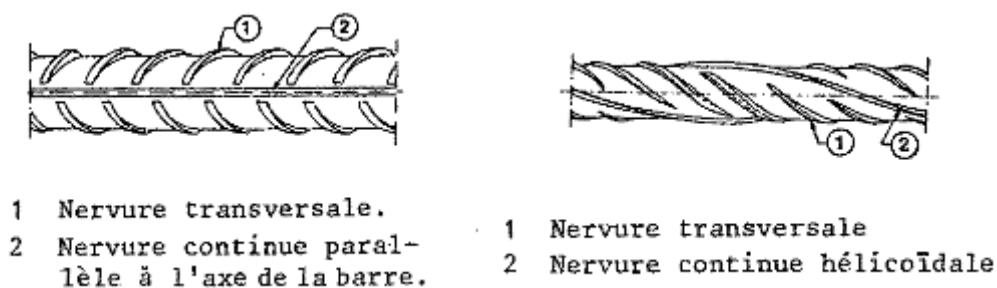


Fig.7 les différents types de nervures

Les hautes adhérences sont utilisés en deux nuances : FeE400 ( $f_e=400$ ) et FeE500 ( $f_e=500$ )

Fils à haute adhérence : obtenue par laminage à chaud suivit d'un écrouissage par tréfilage et/ou laminage à froid, il existe deux classes de fils à adhérence :

FeTE400 ( $f_e=400$ ) et FeTE500 ( $f_e=500$ ).

Les diamètres nominaux normalisés sont les suivants (en mm) :

4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 14 et 16.

- Treillis soudés : formés par assemblages de barres ou de fils, lisses ou à haute adhérence. Les valeurs nominales des dimensions des mailles, mesurées par les espacements entre axes des éléments constitutifs parallèles sont les suivantes (en mm) : 75, 100, 125, 150, 200, 250 et 300

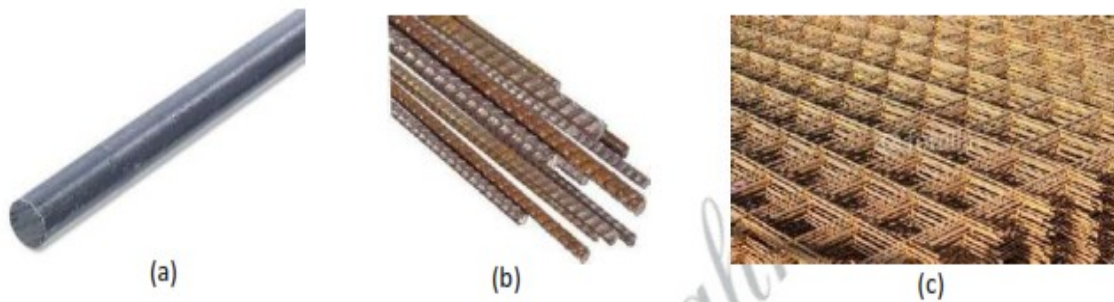


Fig.8 a) acier rond lisse, b) acier à haute adhérence et c) treillis soudés

### 2.2.2. Diagramme déformations-contraintes conventionnel

#### a) Cas de traction :

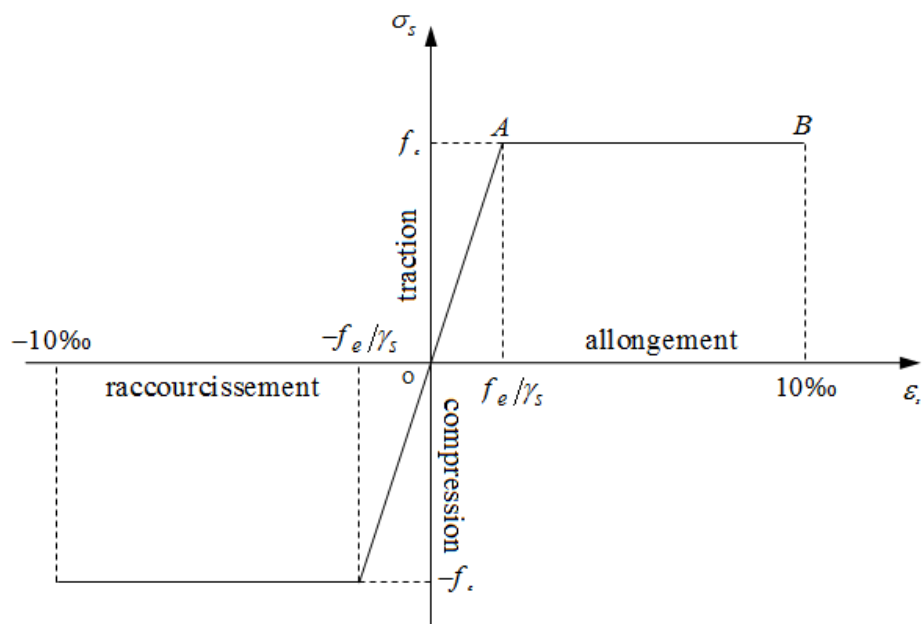


Fig.9 Diagramme conventionnel déformations-contraintes de l'acier

- Droite OA : proportionnalité déformations-contraintes
  - origine en O
  - coordonnées du point A :
$$\varepsilon_s = \frac{f_e}{E_s}$$
$$\sigma_s = f_e.$$
  - expression de contrainte  $\sigma_s$  (loi de Hooke)
- Horizontale de A à B d'ordonnée  $\sigma_s = f_e$ .

Le point B correspond à un allongement de 10 ‰.

### b) Cas de compression

Diagramme symétrique par rapport à l'origine O.

### 2.2.3. Diagramme de calcul

Le diagramme de calcul se déduit du diagramme déformations-contraintes conventionnellement défini ( voir fig.10)

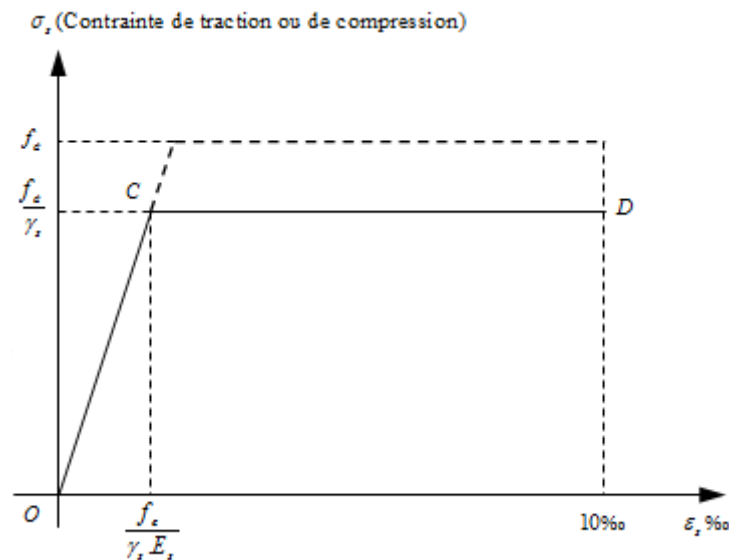


Fig .10 Diagramme de calcul : déformations- contraintes

Le coefficient de sécurité  $\gamma_s$  est pris égal à :

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (Situation durable et transitoire)}$$

$$\gamma_s = 1 \text{ (Situation accidentelle)}$$



### 2.2.4. Coefficient de fissuration et coefficient de scellement

L'aptitude d'une barre à rester solidaire de la gaine de béton qui l'enrobe en dépit des forces qui tendent à la faire glisser suivant son axe est définie par deux coefficients sans dimensions

- L'un  $\eta$  appelé coefficient de fissuration, qui est pris en compte dans les calculs relatifs à la fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour ronds lisses et fils tréfilés lisses en treillis soudés} \\ 1,3 & \text{pour fils HA } \Phi < 6 \text{ mm} \\ 1,6 & \text{pour barres HA et fils HA } \Phi \geq 6 \text{ mm} \end{cases}$$

- L'autre  $\psi_s$ , appelé coefficient de scellement, qui intervient dans le calcul des ancrages.

$$\psi_s = \begin{cases} 1,0 & \text{pour ronds lisses} \\ 1,5 & \text{pour barres et fils HA} \end{cases}$$

### 3. Propriétés du béton armé

Maintenant nous allons « étudier quelles sont les propriétés du béton armé, c'est-à-dire étudier comment va se comporter l'association acier-béton ».

#### a. Masse volumique du béton armé

On prend pour la masse volumique du béton armé, une valeur moyenne de :

$$\gamma_b = 2500 \text{ kg/m}^3$$

La masse volumique du béton dépend de la quantité d'aciers employés comme armatures.

#### b. Quantité d'aciers

La quantité d'aciers en poids par mètre cube de béton varie entre 50 et 350kg, pour des planchers ordinaires, elle est de l'ordre de 100 à 120kg/m<sup>3</sup>, suivant l'importance des surcharges.

#### c. Effet de la température et du retrait

Dans les calculs relatifs aux bâtiments courants, tels que le sont le plus souvent les bâtiments d'habitation ou à usage de bureaux, on peut ne pas tenir compte des effets dus aux variations de la température extérieure et au retrait pour les éléments de la construction compris entre des joints de dilatation distants au maximum de :

- 25 m pour les constructions en béton armé.
- 50 m pour les constructions en charpente métallique.

### 4. Avantages et inconvénients du béton armé

#### 4.1. Avantages du béton armé

Les avantages du béton armé sur les autres matériaux de construction sont les suivants :

a. sa souplesse d'utilisation :

Le béton mis en place à l'état pâteux, il est possible de réaliser en béton armé des constructions aux formes les plus variées et pour lesquelles la question des assemblages ne pose pas de problèmes compliqués car, lorsque les armatures ont été convenablement disposées, les assemblages se réalisent d'eux mêmes après prise et durcissement du béton armé coulé à l'intérieur des coffrages.

b. Son économie d'entretien :

Tandis que les constructions métalliques ont besoin d'être peintes périodiquement et que les joints des constructions en maçonnerie sont souvent détériorés par la gelée, les constructions en béton armé, au contraire ne nécessitent aucun entretien.

c. Sa résistance au feu :

Le béton étant mauvais conducteur de chaleur et les coefficients de dilatation de l'acier et du béton étant sensiblement égaux, il en résulte que, sauf en cas d'incendie vif et prolonger, il est possible de remettre en service, après des réparations superficielles, une construction en béton armé incendiée tandis qu'une construction métallique soumise au même sinistre ne pourra pas, la plupart du temps, être réutilisée.

d. Sa résistance aux efforts accidentels :

En raison de son poids mort important, le béton armé est moins sensible que les autres modes de constructions aux variations des surcharges.

e. La possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués.

#### 4.2. Inconvénients du béton armé

Comme les autres matériaux, le béton armé présente également certains inconvénients, parmi les principaux, on peut citer :

a. Son poids :

Les ouvrages en béton armé sont plus lourds que les ouvrages métalliques correspondant, il en résulte qu'ils nécessitent des fondations plus importantes, donc un prix de revient plus élevé.

b. Les sujétions d'exécution :

Ces sujétions proviennent principalement des faits suivants :

- Les armatures doivent être mises en place avec précision ;
- La fabrication des coffrages représente souvent un travail de charpente importante et ces coffrages demeurent immobilisés jusqu'à ce que le béton ait atteint une résistance suffisante.
- Pendant et après la mise en place du béton, des précautions sont à prendre durant certain temps pour protéger ce béton contre le gel ou contre une dessiccation trop rapide.
- c. Brutalité des accidents : les accidents qui peuvent survenir à un ouvrage en béton armé sont, en général, soudains : le béton armé ne prévient pas ».
- d. La difficulté de modification un ouvrage en béton armé existant.

## **CHAPITRE 2**

### **PRESCRIPTIONS RÉGLEMENTAIRES**

### Chapitre 2. Prescriptions réglementaires

#### 1. Notion d'états-limites

Un " état limite " est un état particulier dans 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 deux catégories d'état limites :

**1.1. Etats limites ultimes** : Ils correspondent au maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou d'un de ses éléments et dont le dépassement entrainerait sa ruine (mettent en jeu la sécurité des biens et des personnes) ; on distingue ainsi :

- L'état limite ultime d'équilibre statique qui concerne la stabilité de l'ouvrage : une construction ne doit pas se renverser sous l'effet des charges qui lui sont appliquées, par exemple un mur de soutènement ne doit ni basculer ni glisser sous l'ensemble des charges qui s'exercent sur lui : poussée des terres, poids de l'ouvrage, etc.
- L'état limite ultime de résistance pour les matériaux constitutifs, par exemple : non rupture par écrasement de béton.
- L'état limite ultime de stabilité de forme qui concerne les pièces élancées soumises à un effort de compression : ces pièces doivent résister au risque de flambement, par exemple : non flambement d'un poteau ou d'un voile en béton armé.

**1.2. Etats limites de service** : ils correspondent à des critères dont le non respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaisantes ou compromet sa durabilité ; on distingue :

- L'état limite de résistance à la compression de béton : limitation de la contrainte de compression du béton dans le but d'empêcher la formation de fissures parallèles à la direction de ces contraintes.
- L'état limite d'ouverture des fissures : il correspond à la durabilité et sécurité de l'ouvrage (pas de corrosion des armatures), pour cela il faut s'assurer que la contrainte dans les armatures ne dépasse pas une certaine valeur qui sera précisée par la suite.

- L'état limite de déformation : on doit limiter la flèche maximale dans les éléments de l'ouvrage parce que des déformations trop importantes peuvent créer des désordres , par exemple : fissuration de cloisons ou de carrelages sur une dalles trop fléchie.

### 2. Actions

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples) appliquées directement à la structure (permanentes, d'exploitations, climatiques, etc) ou résultant de déformations imposées (retrait, variations de températures, tassements d'appuis, etc).

#### 2.1. Actions permanentes

Les actions permanentes notées G ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- a) Le poids propre de la structure : la masse volumique du béton armé égale à  $25 \text{ KN/m}^3$ , excepté dans des conditions spéciales (proportion d'armatures forte ou faible, béton léger ou lourd) ;
- b) Les actions permanentes autres que le poids propre de la structure ; par exemple :
  - pour un pont, le revêtement ;
  - pour les bâtiments, les cloisons, les revêtements de sol, etc. ;
  - pour les bâtiments industriels, les machines sont considérées comme charges permanentes et non comme charges d'exploitation ;
- c) Les poussées des terres dont les valeurs sont pratiquement constantes dans le temps ou les pressions de liquides dont les niveaux varient peu, en cas de variations importantes des poussées ou des pressions, ces actions seront considérées comme variables ;
- d) Les déformations permanentes imposées à la construction telle que : le raccourcissement unitaire du au retrait et les tassements différentiels des fondations.

#### 2.2. Actions variables

Les charges variables  $Q_i$  ont une intensité qui varie fréquemment et de façon importante dans le temps, ces actions comprennent :

- a) Les charges d'exploitation : Ces charges sont fixées par les règlements ou les normes en vigueur (pont, bâtiments à usage d'habitation ou à usage de bureaux), ou déterminées par les conditions d'exploitation (pont, canal, réservoirs).

- b) Les charges climatiques (vent et neige) : ces charges sont fixées par les textes réglementaires en vigueur ;
- c) Les charges appliquées en cours d'exécution et qui proviennent, en général, des équipements de chantier ;
- d) Les effets dus à la température.

### 2.3. Actions accidentelles

Les actions accidentelles notées  $F_A$  proviennent de phénomènes se produisant rarement et avec une faible durée d'application, comme par exemple :

- Les séismes ;
- Les chocs de véhicules ou de bateaux ;
- Les explosions ;
- Les cyclones ;
- Les incendies.

Les actions accidentelles ne sont à considérer que pour les états limites ultimes

### 2.4. Combinaisons d'actions

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci après.

Etant donné le grand choix de combinaisons d'actions complexes et variées aux quelles peut être soumise une construction, on est nécessairement amené à faire un choix en cherchant à couvrir avec une forte probabilité les circonstances les plus défavorables susceptibles de se présenter au cours de la vie de la construction

On désigne par :

$G_{max}$ : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable pour la justification d'un élément donné ;

$G_{min}$  : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable ;

$Q_1$  : Action variable dite de base ;

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

**2.4.1. Combinaisons de calcul****2.4.1.1. Pour la justification aux états limites ultimes**

- **Combinaisons fondamentales**

La combinaison fondamentale fait intervenir les actions permanentes et variables, à l'exclusion des actions accidentelles et dans ce cas les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la, combinaison suivante (formulation symbolique) :

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q_1} Q_1 + \sum_{i>1} 1,3 \psi_{0i} Q_i \quad (1)$$

Avec :

$\gamma_{Q_1} = 1,5$  en général et

$\gamma_{Q_1} = 1,35$  pour la température, les charges d'exploitation étroitement bornées de caractère particulier (convois militaires, convois exceptionnels par exemple) et les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine.

$\psi_0$  : Coefficient correspond à la nature de la charge.

- **Combinaisons accidentelles**

La combinaison d'action à considérer est la suivante (formulation symbolique) :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_i \quad (2)$$

Où :

$\psi_{11} Q_1$  = valeur fréquente d'une action variable et

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

**2.4.1.2. Pour la justification aux états limites de service**

Les sollicitations résultent de la combinaison d'actions suivante (formulation symbolique) :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{0i} Q_i \quad (3)$$



	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
<b>Charge d'exploitation (*)</b>			
Locaux destinés principalement au transit de personnes, lieux de culte, salles de sport, salles de réunions, salles de danse et tout autre lieu avec place debout et utilisation périodique	0,77	0,75	0,25
Salles d'exposition, halles diverses	0,77	0,65	0,25
Salles de classe, restaurants, salles de réunions avec places assises	0,77	0,65	0,40
Parcs de stationnement	0,90	0,75	0,65
Archive	0,90	0,90	0,80
Autres locaux (Bâtiments industriels)	0,77	0,75	0,65
<b>Neige</b>			
Altitude $A < 500m$	0,77	0,15	0
Altitude $A > 500m$	0,77	0,30	0,1
<b>Vent</b>	0,77	0,20	0
<b>température</b>			
Variations uniformes	0,60	0,50	0

(\*) lorsque l'action de base est la neige, pour une altitude supérieure à 500m, la valeur est à majorer de 10%.

#### **2.4.2. Combinaisons d'actions dans le cas des bâtiments**

Dans le cas des bâtiments, les diverses actions sont notées :

- G : pour les charges permanentes ;
- $Q_B$  : pour les charges d'exploitation ;
- W : pour le vent;
- $S_n$  : pour le neige ;

**2.4.2.1. Pour la vérification des états limites ultimes de résistance**

Actions permanentes $1,35 G_{\max} + G_{\min}$	Actions variables		
	de base $\gamma_{Q1} Q_1$	d'accompagnement $1,3 \Psi_{02} Q_2$ (1)	d'accompagnement $1,3 \Psi_{03} Q_3$ (2)
1,35 G ou G	1,5 $Q_B$	0 ou W ou $S_n$ ou W + $S_n$	0 ou 0,8 T
	1,5 W	0 ou $1,3 \Psi_0 Q_B$ ou $S_n$ ou $1,3 \Psi_0 Q_B + S_n$	0 ou 0,8 T
	1,5 $S_n$	0 ou $1,3 \Psi_0 Q_B$ ou W ou $1,3 \Psi_0 Q_B + W$	0 ou 0,8 T

**2.4.2.2. Pour la vérification des états limites de service**

Actions permanentes $G_{\max} + G_{\min}$	Actions variables	
	de base $Q_1$ (1)	d'accompagnement $\Psi_{02} Q_2$ (2)
G	$Q_B$	0 ou 0,77 W ou 0,77 $S_n$
	W	0 ou $\Psi_0 Q_B$
	$S_n$	0 ou $\Psi_0 Q_B$

**Remarques :**

En Algérie, les combinaisons les plus usuelles dans le calcul des bâtiments courants sont :

Sollicitations du premier genre :

(Combinaisons fondamentales ou de base).

- ◆ Etat limite ultime :  $1.35G + 1.5 Q_B$  (4)
- ◆ Etat limite de service :  $G+Q_B$  . (5)

Sollicitation du second genre (séisme) selon le RPA 2003.

Les combinaisons d'actions à considérer sont :

- $G + Q + E$  (6)
- $0,8G \pm E$  (7)

Pour les poteaux dans les ossatures autostables :

- $G + Q + 1,2E$  (8)
- $0,8G \pm E$  (9)

### 3. Hypothèses de calcul

#### 3.1. Etat-limite ultime de résistance

##### 3.1.1. Hypothèses

- Les sections droites restent planes après déformation (Navier-Bernoulli) ;
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance à la traction du béton est négligée ;
- Les diagrammes déformations-contraintes de calcul du béton et de l'acier sont définis dans le chapitre I ;
  - le raccourcissement unitaire du béton est limité à :  
 $\varepsilon_b = 3,5\text{‰}$  en flexion simple,  
 $\varepsilon_b = 2\text{‰}$  en compression simple.
  - l'allongement maximal de l'acier tendu est limite conventionnellement à  $\varepsilon_s = 10\text{‰}$
- Les positions que peut prendre le diagramme des déformations passent par l'un des trois pivots définis ci-après ;
- Un groupe de barres disposées en plusieurs lits est équivalent à une barre unique, située au centre de gravite du groupe.

##### 3.1.2. Diagramme des déformations limites de la section

###### Règles des trois pivots

- En fonction des sollicitations normales, la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :
  - par écrasement du béton comprimé ou
  - par épuisement de la résistance de l'armature tendue.
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et d'acier
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier : 10‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton : 3,5‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton : 2‰

**Remarque**

Le pivot C correspond à un raccourcissement de 2‰ du béton, une distance de la fibre la plus comprimée égale à  $\frac{3}{7}$  de la hauteur de la section.

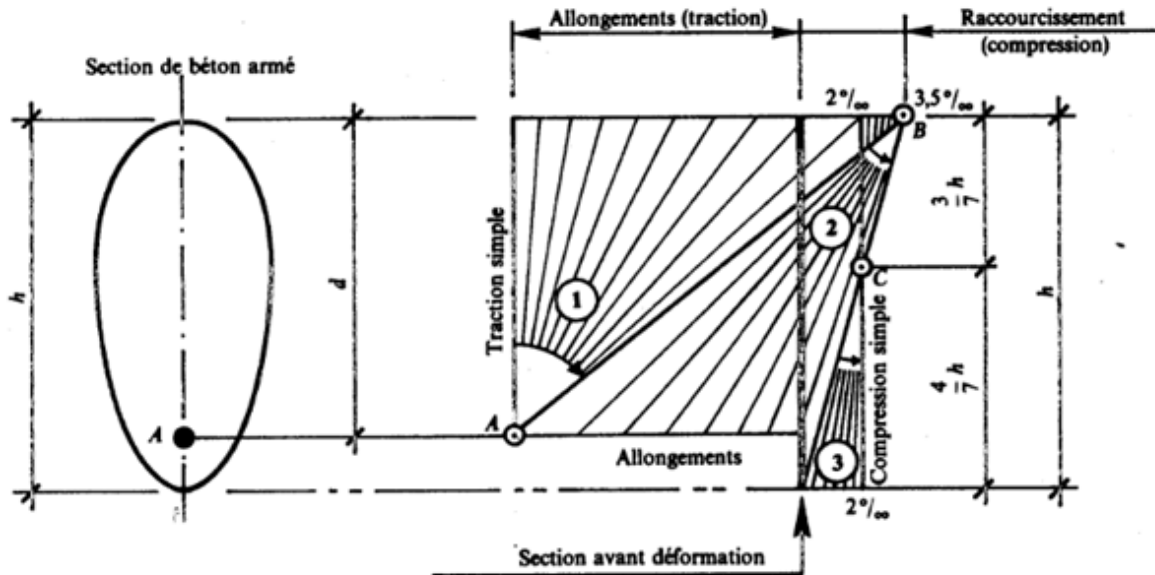
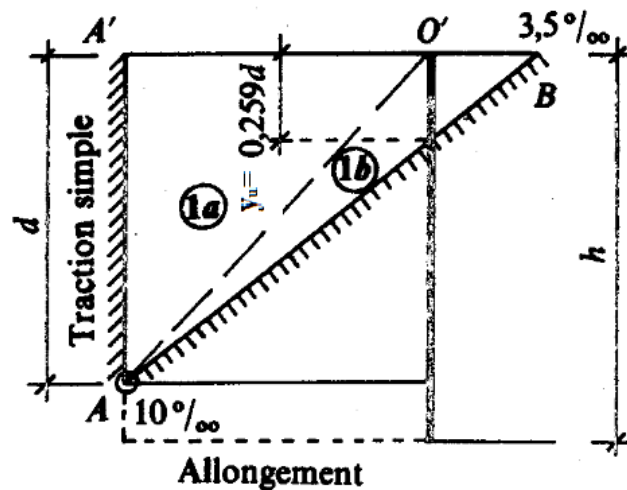


Fig.1 Diagramme des déformations limites de la section

**3.1.2.1. Pivot A (domaine1) : Etat limite ultime atteint pour l'acier ( $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$ )**



- Traction simple : limite AA', allongement 10‰.
- Traction excentrée (1a) : limite AA'O'
- Flexion simple ou composée (1b) : limite AO'B
- AB est la limite entre pivot A et B

La position de l'axe neutre correspondant à ce cas limite est donnée par :

$y_u$  : la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée

$d$  : la hauteur utile des armatures ( $d = h - c$ )

c : l'enrobage des armatures ;

avec les triangle semblables de la figure :

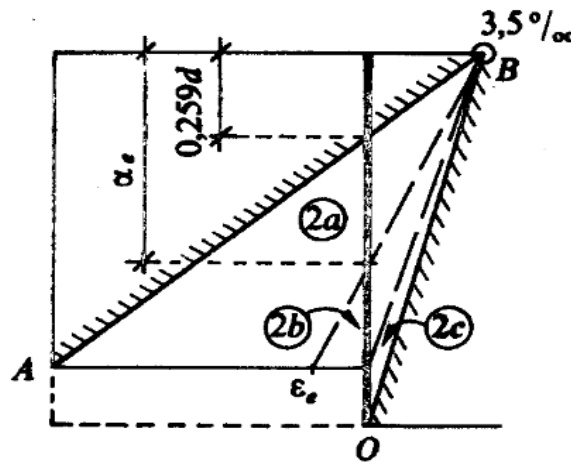
$$\frac{y_u}{3,5‰} = \frac{d - y_u}{10‰} \Rightarrow y_u = 0,259d \quad (10)$$

Donc si :

$y_u \leq 0,259d$  Le digramme des déformations passe par le point A [domaine 1].

$y_u > 0,259d$  Le digramme des déformations passe par le point B [domaine 2].

**3.1.2.2. Pivot B (domaine2) : Etat limite ultime atteint pour béton ( $\epsilon_b = 3,5 ‰$ )**



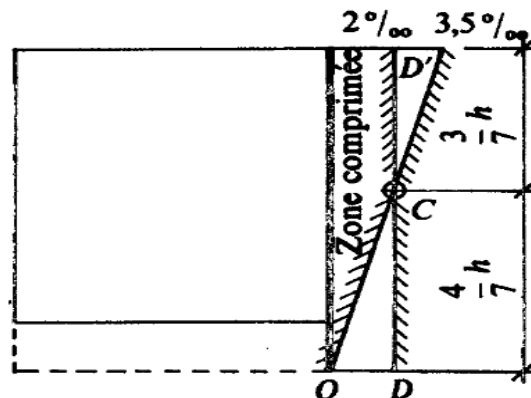
Flexion simple ou composée

- Zone 2a :  $\epsilon_l \leq \epsilon_s \leq 10‰$

$\epsilon_s$  correspond à l'allongement minimal de l'acier pour une contrainte  $f_e/\gamma_s$  (acier bien utilisé)

- Zone 2b :  $0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_l$
- Zone 2c :  $\epsilon_s < 0$ , acier faiblement comprimé.

**3.1.2.3. Pivot C (domaine 3) : Etat limite ultime atteint pour béton**



- Compression simple : limite DCD',  $\varepsilon_b = 2\text{‰}$
- Flexion composé (section entièrement comprimé) ,  $2\text{‰} < \varepsilon_b < 3,5\text{‰}$

Remarque : dans le domaine 3 l'armature inférieure est comprimée.

### 3.2. Etats limites de service

#### 3.2.1. Hypothèses

- Les sections planes restent planes,
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton,
- l'acier et le béton sont considérés comme des matériaux élastiques linéaires,
- le béton tendu est négligé,
- par convention le rapport entre les coefficients d'élasticité longitudinales de l'acier et du béton (coefficient d'équivalence) est pris égal à  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

#### 3.2.2. Etat limite de compression de béton

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{cj}$

La limitation de la contrainte de compression du béton correspond à un état-limite de formation de fissures parallèles à la direction des contraintes de compression.

#### 3.2.3. Etat limite d'ouverture des fissures

Comme l'on ne peut pas empêcher la fissuration en béton armé, le but est de limiter l'ouverture des fissures par une limitation forfaitaire de la contrainte de traction de l'acier :

- Le cas où la fissuration est peu nuisible (peu préjudiciable) : pour les éléments situés dans des locaux couverts et clos non soumis à des condensations.  
Dans ce cas aucune limitation de la contrainte de traction de l'acier.
- Le cas où la fissuration est préjudiciable : pour les éléments exposés aux intempéries ou alternativement noyés et émergés en eau douce.

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e ; \text{Max} \left( 0,5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ij}} \right) \right\} \quad (11)$$

$\eta$  est le coefficient de fissuration, dont la valeur égale à 1 pour les ronds lisses et 1,6 pour les armatures à haute adhérence.

$f_{ij}$  est la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa ;

- Le cas où la fissuration est très préjudiciable : lorsque les éléments sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, atmosphère marine, eau très pure, gaz ou sols particulièrement corrosifs) ou lorsque les éléments doivent assurer une étanchéité.

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

$$\bar{\sigma}_s = 0,8\xi \quad (12)$$

#### 4. Condition de non fragilité

##### 4.1. Traction

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{tj}}{f_e} \quad (13)$$

Avec :

B : section de béton ;

$f_{tj}$  : résistance caractéristique à la traction à j jours ;

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad (14)$$

$f_e$  : limite élastique.

##### 4.2. Flexion simple

$$A_{\min} \geq \frac{0,23f_{tj} b d}{f_e} \quad (15)$$

##### 4.3. Dalle fléchie

Il faut avoir dans chacune des deux directions un pourcentage minimum d'armatures.

$\rho_0 = \frac{A}{b \cdot h}$  est le taux des armatures défini de la façon suivante :

- 0,0012 s'il s'agit de ronds lisses (Fe E 215 ou Fe E 235)
- 0,0008 s'il s'agit de barres ou fils à haute adhérence de classe Fe E 400 ou de treillis soudés à fils lisses de diamètre supérieur à 6 mm
- 0,0006 s'il s'agit de barres ou fils à haute adhérence de classe Fe E 500 ou de treillis soudés à fils lisses de diamètre au plus égal à 6 mm.

## **CHAPITRE 3**

# **ADHÉRENCE ET ANCRAGE**



Chapitre 3. Adhérence et ancrage

1. Adhérence

Adhérence désigne l'action des forces de liaisons qui s'opposent au glissement des armatures par rapport au béton qui les enrobe.

1.1. Contrainte d'adhérence

La liaison entre une armature et le béton est mesurée par la contrainte d'adhérence définie  $\tau_s$  par la formule :

$$\tau_s = \frac{1}{u} \cdot \frac{dF}{dx} \tag{1}$$

Où  $\frac{dF}{dx}$  : variation de l'effort axial par unité de longueur

$u$  : Périmètre utile d'une barre ou d'un paquet de barres.

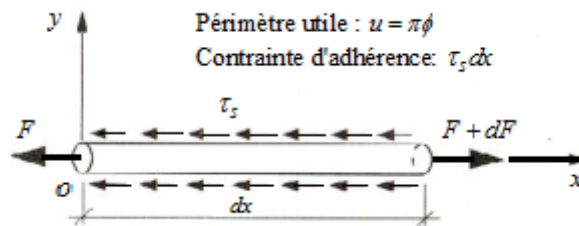


Fig.1 Conditions d'équilibre d'un tronçon de barre de longueur  $dx$

2. Ancrage des aciers

2.1. Valeur limite ultime de la contrainte d'adhérence

L'efficacité d'une barre du point de vue de l'adhérence est caractérisée par son coefficient de scellement  $\Psi_s$  :

$\Psi_s = 1$  pour les ronds lisses

$\Psi_s = 1,5$  pour les aciers H.A.

La valeur limite de la contrainte d'adhérence  $\tau_{su}$  est donné par :

$$\tau_{su} = 0,6\Psi_s^2 f_{ij} \tag{2}$$

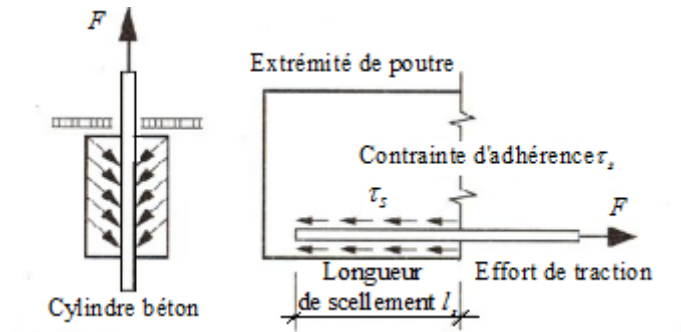


Fig. 2 Schémas de principe : à gauche, essai d'arrachement  
à droite, ancrage d'une barre

## 2.2. Ancrages rectilignes

### 2.2.1. Longueur de scellement droit d'une barre isolée

Considérons une barre, comprimée ou tendue de diamètre  $\phi$  et de limite élastique  $f_e$ . La longueur de scellement droit  $l_s$  est déterminée à partir de l'équilibre des forces :

$$A_s f_e = u l \tau_{su} \quad (3)$$

Avec :

$$A_s = \frac{\pi \phi^2}{4} \text{ et } u = \pi \phi \quad (4)$$

On obtient :

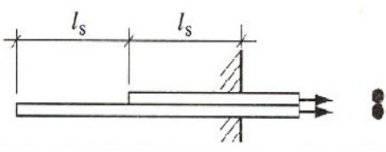
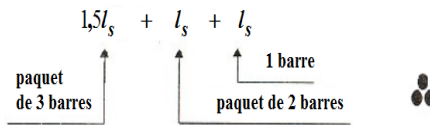
$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad (5)$$

Le tableau suivant donne les valeurs de  $\frac{l_s}{\phi}$  pour les bétons courants.

Longueurs de scellement : valeurs de  $l_s / \phi$

$f_{c28}$ (MPa)	16	18	20	25	30	40	50	60
Fe E 400	47,5	44,1	41,2	35,3	30,9	24,7	20,6	17,6
Fe E 500	59,4	55,1	51,4	44,1	38,6	30,9	25,7	22,0

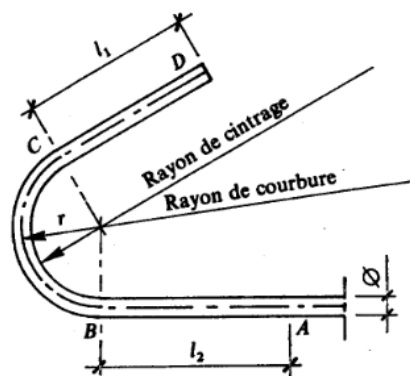
**2.2.2. Longueur de scellement droit dans le cas de paquets**

Paquet de deux barres	Paquet de trois barres
<p>Périmètre utile d'une barre : <math>u_l = \pi \cdot \phi</math></p> 	<p>Périmètre utile d'une barre : <math>u_l = \frac{2}{3} \pi \cdot \phi</math></p> <p>A partir de l'ancrage, on a :</p> 

**2.3. Ancrage par courbure des barres tendues**

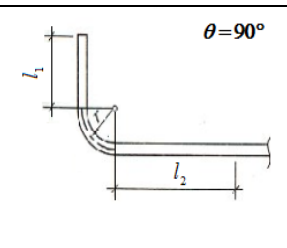
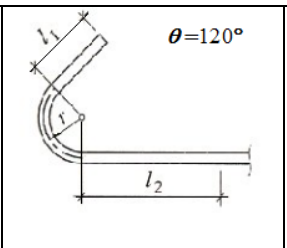
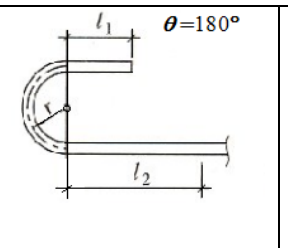
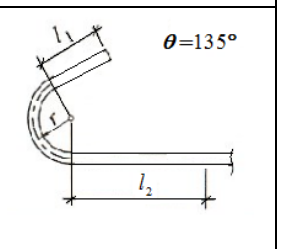
**2.3.1. Rayons de courbure minimaux**

Aciers en barres	Façonnage des crochets	Façonnage des cadres, étriers, épingles
Ronds lisses	$r \geq 3\phi$	$r \geq 2\phi$
Aciers HA	$r \geq 5.5\phi$	$r \geq 2\phi$ en général



*Fig.3 Rayon de courbure*

2.3.2. Caractéristiques des crochets courants

Types de crochets façonnés			
			
<b>Longueur équivalente ls de scellement droit</b>			
Angle de 90° $l_s = 1,87l_1 + l_2 + 2,19r$	Angle de 120° $l_s = 2,31l_1 + l_2 + 3,28r$	Angle de 180° $l_s = 3,51l_1 + l_2 + 6,28r$	Angle de 135° $l_s = 2,57l_1 + l_2 + 3,92r$

2.4. Ancrages des cadres, étriers, épingles

On admet que les ancrages des extrémités sont assurés par courbure suivant le rayon minimal, si les parties courbes sont prolongées par des parties rectilignes de longueurs égales à :

- cinq diamètres pour un arc de 180° ;
- dix diamètres pour un arc de 135° ;
- quinze diamètres pour un arc de 90°.

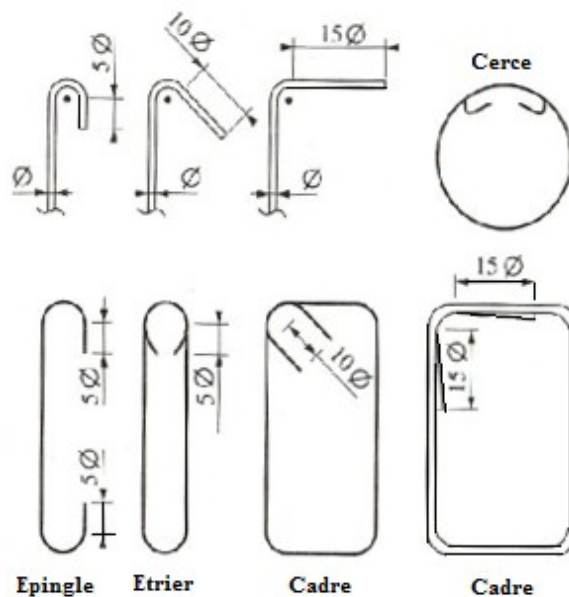
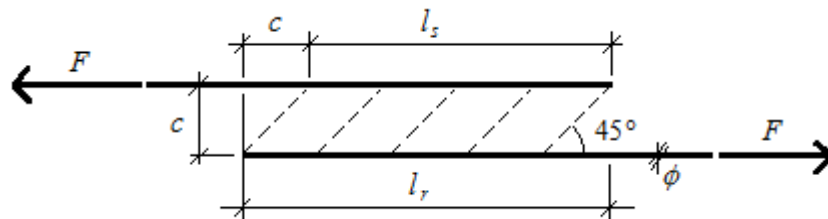


Fig.4 Ancrage des cadres, étriers, épingles

**3. Jonctions par recouvrement****3.1. Recouvrement des barres tendues****3.1.1. Transmission des efforts**

Considérons deux barres parallèles :

- de même type,
- de même diamètre  $\phi$ ,
- dont les axes sont distants de  $c$ ,
- se chevauchant sur une longueur  $l_r$ ,
- soumises à deux forces égales et opposées.



On admet que la transmission des efforts d'une barre à l'autre s'effectue par compression de « bielles » de béton découpées par des fissures inclinées à  $45^\circ$  sur la direction des barres.

Cette transmission n'est donc effective que sur la longueur :

$$l_s = l_r - c$$

**3.1.2. Longueur de recouvrement  $l_r$** 

Chaque barre doit être totalement ancrée d'où :

Pour les barres rectilignes :

$$\begin{aligned} l_r &= l_s + c & \text{si } c > 5\phi \\ l_r &= l_s & \text{si } c \leq 5\phi \end{aligned}$$

Pour des barres munies de crochets normaux :

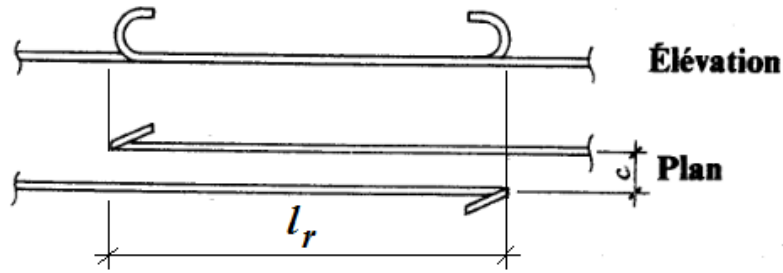


Fig.5 Recouvrement avec crochets normaux

- ronds lisses avec crochets considère:

$$l_r = 0,6.l_s + c \quad \text{si } c > 5\phi$$

$$l_r = 0,6.l_s \quad \text{si } c \leq 5\phi$$

- barres HA avec crochets « normaux »:

$$l_r = 0,4.l_s + c \quad \text{si } c > 5\phi$$

$$l_r = 0,4.l_s \quad \text{si } c \leq 5\phi$$

Les plans des recouvrements doivent être cousus par des armatures transversales.

**Remarque :**

Si les deux barres ont des diamètres différents, la longueur de recouvrement  $l_r$  doit être évaluée à partir de la plus grande longueur de scellement droit  $l_s$ .

**3.1.3. Recouvrement par barres couvre-joints**

Les barres couvre-joints sont utilisées pour transmettre les efforts entre deux barres situées dans le prolongement l'une de l'autre. Leur longueur est au moins égale à  $2.l_s$

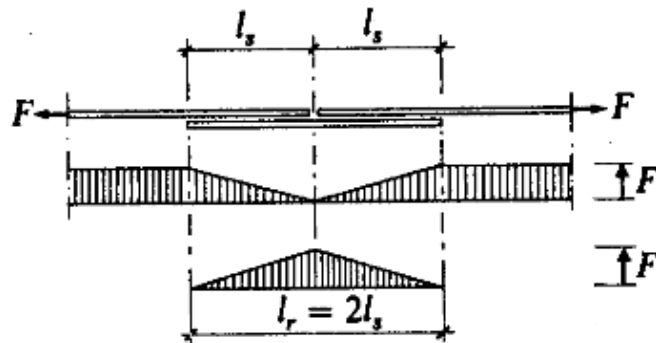


Fig.6 Continuité assurée par un couvre-joint

### 3.2.Ancrage et recouvrement des barres comprimées en permanence

Les ancrages de ces barres sont obligatoirement droits.

#### 3.2.1. Longueurs d'ancrage $l_a$ et de recouvrement $l_r$

Les extrémités des barres prenant appui sur le béton et la dilatation transversale ayant pour effet de plaquer la surface des barres contre la gaine de béton, la longueur nécessaire pour l'ancrage d'une barre comprimée est inférieure à la longueur de scellement droit  $l_s$ . On peut prendre :

- pour l'ancrage d'une barre comprimée isolée :

$$l_a = 0,6l_s$$

- pour le recouvrement de d'une barre comprimée du même diamètre :

$$l_r = 0,6l_s$$

## **CHAPITRE 4**

### **COMPRESSION CENTRÉE**



## Chapitre 4 : Compression centrée

### 1. Définition

Une pièce rectiligne est sollicitée en compression centrée lorsque l'ensemble des forces extérieures agissant à gauche d'une section  $\Sigma$  est réductible au centre de gravité G de  $\Sigma$  à une force unique  $N'$  (effort normal) perpendiculaire au plan de  $\Sigma$  et dirigée vers la droite.

Dans une pièce rectiligne en béton armé (poteau) sollicitée en compression centrée, le centre de gravité des armatures est confondu avec celui du béton seul.

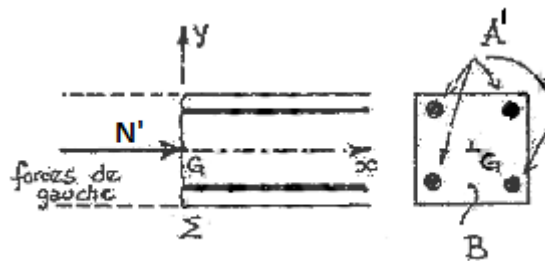


Fig. 1

La compression centrée se rencontre rarement en pratique ; un poteau réel est toujours soumis à la flexion composée (effort normal  $N'$  et moment  $M$ ) par la suite de la dissymétrie du chargement, des imperfections d'exécution (telles que non-rectitude de l'axe, défaut de verticalité, ...) ; etc...

Ne voulant pas imposer dans tous les cas un calcul en flexion composée, les règles BAEL admettent que soit conventionnellement considéré comme soumis à une compression « centrée » tout poteau qui, en plus de l'effort normal de compression  $N$ , n'est sollicité que par des moments qui ne conduisent qu'à des petites excentricités ( $e \leq$  la moitié de la dimension du noyau central) .

-section rectangulaire  $e \leq \frac{b}{12}$

-section circulaire  $e \leq \frac{D}{16}$

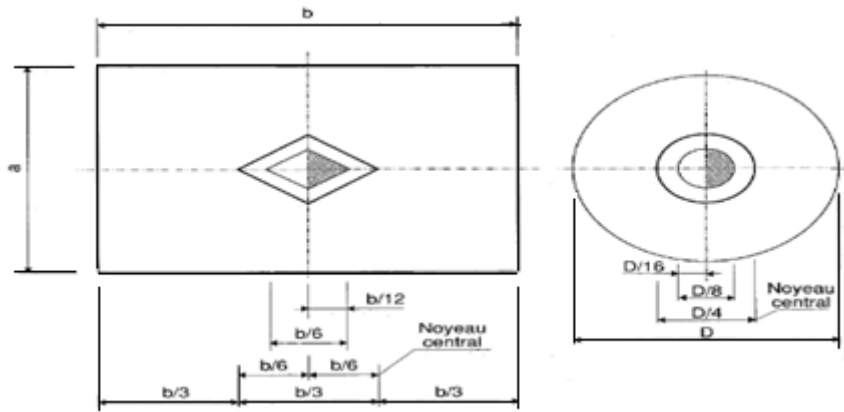


Fig. 2

## 2. Flambement

Soit une pièce soumise à un effort de compression axial. Si la pièce est suffisamment courte, la force de compression se répartit uniformément sur une section droite et la déformation produite est un raccourcissement. La fibre moyenne de la pièce reste rectiligne; la rupture survient par écrasement de béton et la fibre moyenne ayant conservé jusqu'à la fin sa forme rectiligne.

Si la longueur de la pièce augmente, le phénomène devient plus complexe et, à partir d'une certaine valeur de la charge, il se produit une flexion latérale. L'axe longitudinal cesse ainsi d'être rectiligne (la pièce s'incurve) et elle se rompt sous une charge inférieure à celle qui aurait provoquée la rupture d'une pièce courte de même section transversale.

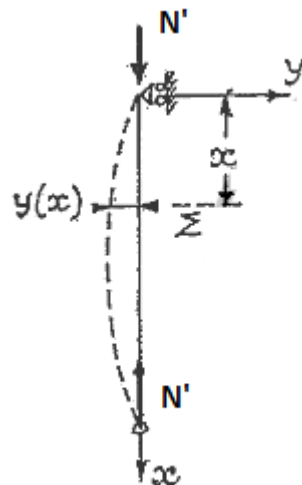


Fig. 3

• **Elancement mécanique :**

La susceptibilité au flambement d'un poteau est définie par référence à l'élancement « mécanique »

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad (1)$$

Avec  $i$  rayon de giration de la section droite du béton seul

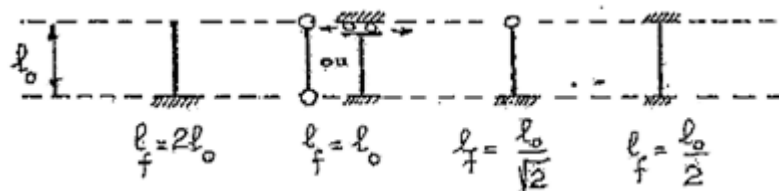
$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad (2)$$

$B$  aire totale de la section droite (non armée)

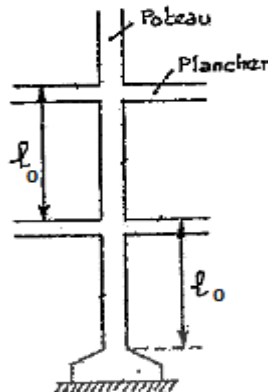
$I$  moment d'inertie de la section  $B$  par rapport à un axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.

$l_f$  longueur de flambement, fonction de la longueur libre  $l_0$  et de la nature des liaisons d'extrémité :

a) Poteaux isolés



b) poteaux de bâtiments à étages multiples



$$l_f = 0,7l_0$$

### 3. Armatures longitudinales

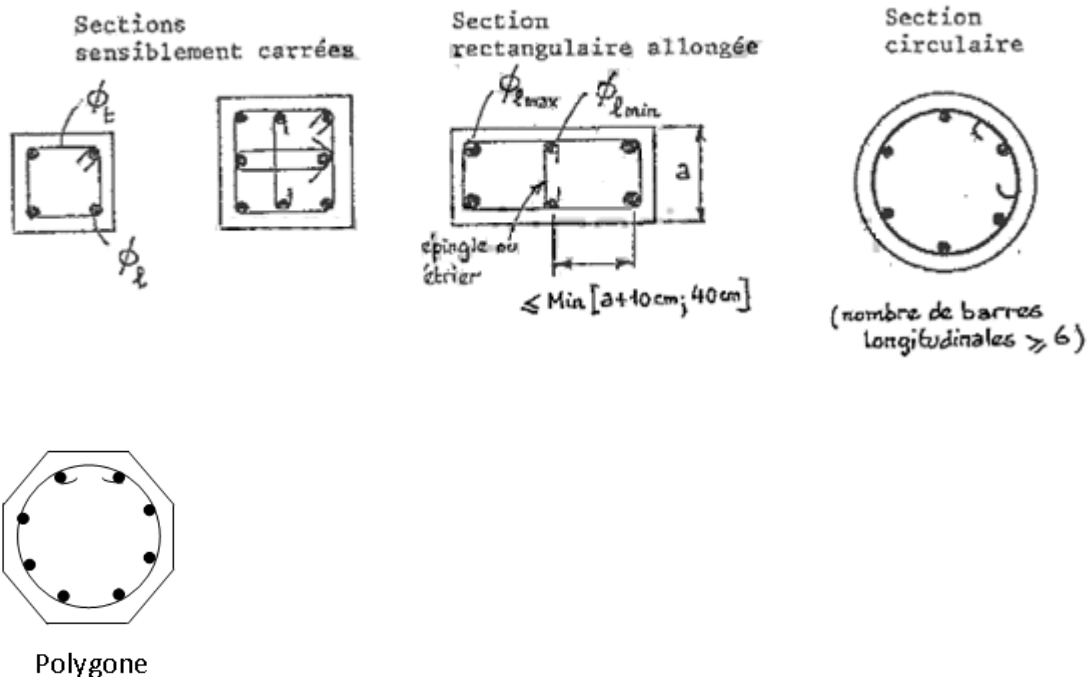
#### a- Types et nuances :

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 d'utiliser des aciers de limite d'élasticité au moins égale à 330 MPa (ou N/mm<sup>2</sup>).

Choisir de préférence  $\phi_l \geq 12$  mm (au-dessous de ce diamètre, les barres n'ont pas une rigidité propre suffisante pour conserver une certaine rectitude).

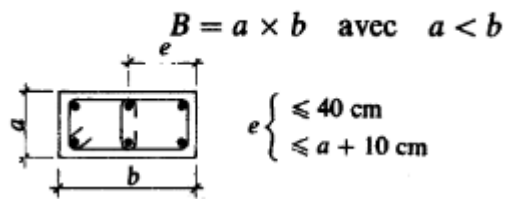
#### b- Disposition :

- pour les sections polygonales, au moins une barre dans chaque angle ;
- pour les sections circulaires, au moins six armatures répartie sur le contour,
- les armatures autres que celles des angles sont reliées par des armatures transversales (cadres, étriers, épingles) ;



- Dans les sections rectangulaires et carrées, la distance entre axe des armatures voisines doit respecter Dans les sections rectangulaires et carrées, la distance entre axes des armatures voisines doit respecter

– Cas des sections rectangulaires



c- Section minimale des aciers comprimés

$$A(\text{cm}^2) = 4u(m) \quad (3)$$

$u$  étant le périmètre de la section droite.

Exemple :

Section rectangulaire ( $a$  et  $b$  étant en cm)

$$A(\text{cm}^2) = 8 \frac{(a+b)}{100}$$

d- Pourcentage d'armature

$$\frac{0,2}{100} B \leq A \leq \frac{5}{100} B \quad (4)$$

$B$  étant la section de béton seul.

4. Armatures transversales

a- Disposition

Les armatures transversales sont disposées en nappes successives normales à l'axe du poteau et régulièrement espacées.

b- Diamètre

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} \quad (5)$$

$\phi_{l \max}$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales

$\phi_l$	$\leq 20$	25	32	40
$\phi_t \geq$	6	8	10	12

c- Espacement des différentes nappes t

$$t \leq \min \{15\phi_{l_{\min}}, 40cm; a + 10cm\} \quad (6)$$

a : plus petite dimension de la section

Exemple : section 20x30 cm<sup>2</sup> armée de 4 HA 16

$$t \leq 24cm$$

5. Détermination des armatures

Calcul à l'état limite ultime (Méthode forfaitaire  $\lambda \leq 70$ )

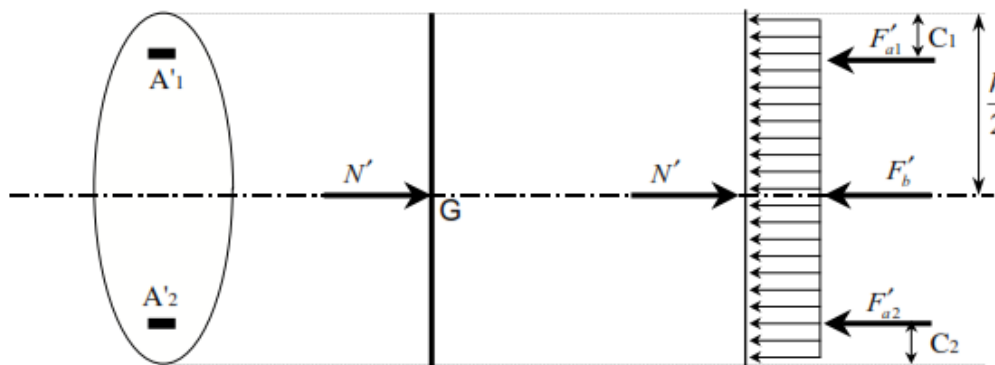
Evaluation de certaines données de base :

L'effort normal agissant  $N' = Nu = 1,35G + 1,5Q$  (7)

B : l'aire de la section droite du béton

A' : l'aire de la section totale des armatures longitudinales

$$A' = A'_1 + A'_2$$



$$N' \leq N_{res,th} = F'_{a1} + F'_{a2} + F'_b \quad (8)$$

$$N_{res,th} = A'_1 \sigma_s + A'_2 \sigma_s + \sigma_b B \quad (8')$$

$$N_{res,th} = A' \sigma_2 + \sigma_b B$$

La compression centrée correspond à la verticale du pivot C, le béton et l'acier subissent un raccourcissement :

$$\varepsilon_b = \varepsilon_s = 2\text{‰}$$

Les règles BAEL apportent à la formule  $N_{res, th}$  un certain nombre de corrections :

- Introduire à la place de B une aire de béton réduite  $B_r$  (défaut d'exécution) ;
- elles compensent le fait de négliger les effets de second ordre par un coefficient réducteur en fonction de l'élanement (il revient au même de majorer l'effort normal agissant)

L'effort normal ultime agissant  $N'$  doit être tel que

$$N' \leq N_{u,lim} = \alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A' \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \quad (12)$$

$$A' \geq \left[ \frac{N'}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} \quad (12')$$



$B_r$  : la section réduite du poteau




$$B_r = (b - 2) (h - 2)$$

$\alpha$  est un coefficient ne fonction de  $\lambda$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}, \text{ si } \lambda \leq 50 \quad (13)$$

$$\alpha = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2, \text{ si } 50 < \lambda \leq 70 \quad (14)$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}}, \quad i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}}$$

	Forme de la section	$I_{\min}$	$B$	$i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}}$	$\lambda = \frac{l_f}{i}$
1		$\frac{a^4}{12}$	$a \times a$	$\frac{a\sqrt{3}}{6}$	$\frac{2\sqrt{3}l_f}{a}$
2		$\frac{a^3b}{12}$	$a \times b$	$\frac{a\sqrt{3}}{6}$	id°
3		$\frac{\pi D^4}{64}$	$\frac{\pi D^2}{4}$	$\frac{D}{4}$	$\frac{4l_f}{D}$

**Remarque :**

- si plus de la moitié de charges est appliquée avant 90 jours,  $\alpha$  est divisée par 1,1 et
- si la majeure partie des charges est appliquée avant 28j,  $\alpha$  est divisée par 1,2 et  $f_{c28}$  est remplacée par  $f_{cj}$ .

**6. Application**

Déterminer les armatures d'un poteau de section (25x35) sous à un effort normal de compression centré  $N^s = 115$  t. Ce poteau fait partie d'un bâtiment à étage multiple de hauteur d'étage  $L_0 = 4,57$  m (longueur libre du poteau).

- La majorité des charges est appliquée avant 90 jours.
- Acier FeE 400 et  $f_{c28} = 30$  MPa.

**Solution**

**Calcul à l'état limite ultime**

- 1) Vérification de l'application de la méthode forfaitaire
  - Calcul de l'élanement  $\lambda$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$l_f = 0,7L_0 \text{ (Bâtiment à étage multiple)}$$

$$l_f = 0,7 \times 4,57 = 3,2m$$



$$\lambda = 3,46 \frac{l_f}{a} = 3,46 \times \frac{320}{25} = 44,29$$

- $\lambda < 70 \rightarrow$  Le calcul se fait uniquement à l'E.L.U.R en tenant en compte les effets de second ordre d'une façon forfaitaire .

$$N' \leq \alpha \left( \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \Rightarrow A' \geq \left[ \frac{N'}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

2) Calcul à l'ELUR (Méthode forfaitaire)

- Calcul du coefficient  $\alpha$

$$\lambda < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{44,29}{35} \right)^2} = 0,635$$

La majorité des charges est appliquée avant 90j, on divise la valeur de  $\alpha$  par 1,1

$$\alpha = \frac{0,635}{1,1} = 0,577$$

- Calcul de la section réduite

$$Br = 23 \times 33 = 759 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures longitudinales

$$A' \geq \left[ \frac{N'}{100 \times \alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A' \geq \left[ \frac{1150000}{0,577 \times 100} - \frac{759 \times 30}{0,9 \times 1,5} \right] \frac{1,15}{400}$$

$$A' \geq 8,81 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures minimales et maximales:

$$A_{\min} = \max \left( 8 \frac{(a+b)}{100}; \frac{0,2}{100} (a \times b) \right)$$

$$A_{\min} = \max \left( 8 \frac{(25+35)}{100}; \frac{0,2}{100} (25 \times 35) \right) = \max(4,8; 1,75) \quad A_{\max} = \frac{5}{100} (a \times b) = \frac{5}{100} (25 \times 35)$$

$$A_{\min} = 4,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 43,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 5,6 \leq A_{\text{cal}} = 8,81 \leq A_{\max} = 60 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures**

$$A' = 6T14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

**Diamètre et espacement des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3}$$

$$\phi_t \geq \frac{14}{3} = 4,66$$

$$\phi_t = 6 \text{ mm}$$

Espacement :

$$\delta_t \leq \min(15\phi_{l \min}, a + 10; 40) \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(15 \times 1,4; 25 + 10; 40) \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq 21 \text{ cm}$$

On prend

$$\delta_t = 20 \text{ cm}$$

## **CHAPITRE 5**

### **TRACTION SIMPLE**

## Chapitre 5 Traction simple

### 1. Définition

Une poutre sollicitée à la traction simple (tirant) lorsque :

- l'ensemble des forces extérieures situées à gauche de la section, se réduit à un effort de normal de traction  $N$
- le point d'application de  $N$  coïncide avec le centre de gravité de la section et parallèle à la ligne moyenne.

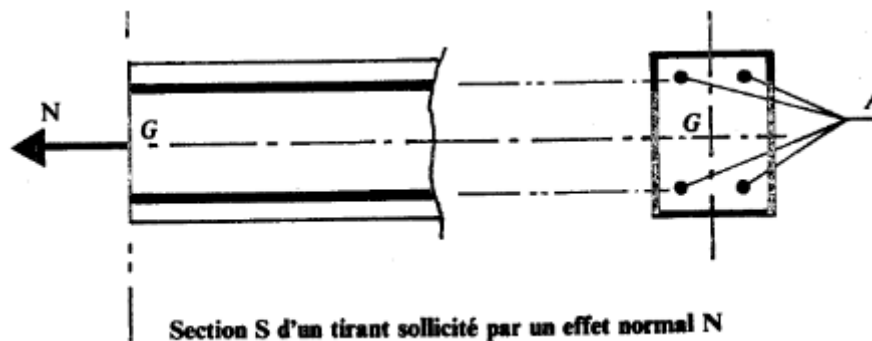


Figure.1

### 2. Hypothèses de calcul :

- la résistance du béton tendu n'est pas prise en compte ;
- l'effort normal  $N$  est équilibré uniquement par les armatures ;
- les armatures et la section de béton ont le même centre de gravité ;
- le point d'application de  $N$  coïncide avec le CDG de la section et
- la contrainte de calcul de l'acier correspond :
  - à l'état limite ultime de résistance (ELUR) à un allongement  $\varepsilon_s = 10\text{‰}$
  - (pivot A) :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
  - à l'état limite de service (ELS) au cas de fissuration : peu nuisible, préjudiciable, très préjudiciable.

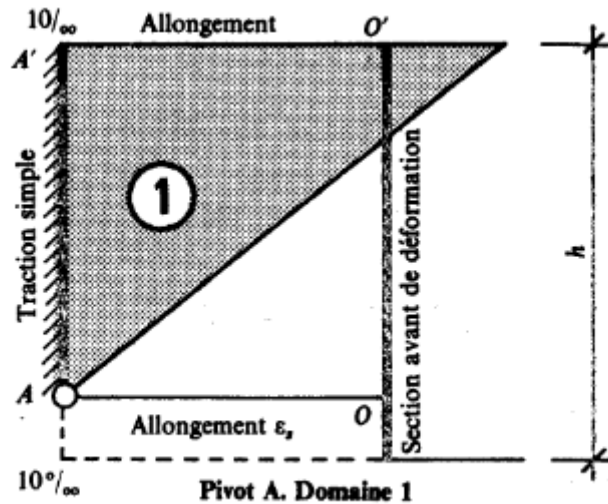


Fig. 2

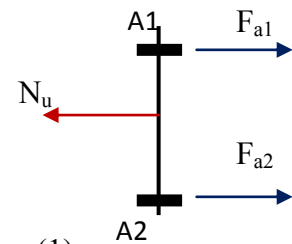
2. Détermination des armatures

a. ELUR

➤ Sollicitation de calcul

Effort normal de traction (symbole  $N_u$ )

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$



(1)

Equations d'équilibre :

$$\sum F / H = 0 \longrightarrow N_u - F_{a1} - F_{a2} = 0$$

$$N_u = A_1 \sigma_{s1} + A_2 \sigma_{s2} \tag{2}$$

Le diagramme de déformation passe par le pivot A,

$$\varepsilon_s = 10\text{‰} \longrightarrow \sigma_{s1} = \sigma_{s2} = \sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} \tag{3}$$

$$N_u = (A_1 + A_2) \cdot \sigma_{10} = A_u \sigma_{10} \tag{4}$$

$$A_u = \frac{N_u}{\sigma_{10}}$$

$N_u$  : en [N],  $\sigma_{10}$  en [MPa] et  $A_u$  en  $\text{mm}^2$

**b. ELS**

➤ **Sollicitation de calcul**

Effort normal de traction (symbole  $N_{ser}$ )

$$N_{ser} = G + Q \quad (5)$$

Condition d'équilibre statique

$$N_{ser} = A_{ser} \bar{\sigma}_s \longrightarrow A_{ser} = \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s} \quad (6)$$

$\bar{\sigma}_s$  : Contrainte limite d'acier

Fissuration peu nuisible	Aucune limite
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ty}}) \right\} \quad (7)$
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_s = 0,8 \xi \quad (8)$

Où  $\eta$  est le coefficient de fissuration

$\eta=1$  pour les ronds lisses

$\eta=1,6$  pour les aciers HA

➤ **Condition de non fragilité**

Bien que n'intervenant pas dans le calcul, la section B de béton ne peut être choisie quelconque, elle doit satisfaire la condition de non fragilité

$$B \times f_{t28} \leq A \times f_e \quad (9)$$

Avec :

A : section réelle des aciers tendus (choisie) ;

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier ;

B : section totale du béton tendu et

$f_{t28}$  : résistance caractéristique du béton à la traction.

**Remarque :**

- 1) Si la section de béton est imposée, la section des armatures trouvée doit vérifier la condition de non fragilité
- 2) S'il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il n'est pas indispensable de les relier.

**Application**

Déterminer les armatures d'un tirant de 25x25 cm<sup>2</sup> soumis à un effort de traction

N<sub>u</sub>=220KN, N<sub>ser</sub>=160 KN.

Acier FeE 400 ; f<sub>c28</sub>=25 MPa

**Solution**

➤ Calcul des armatures

**1- ELU:**

$$A_u = \frac{N_u}{\sigma_{10}}, \quad \sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$A_u = \frac{220 \times 10^3}{100 \times 348} = 6,32 \text{cm}^2$$

**2- ELS:**

$$A_{ser} = \frac{N_{ser}}{\sigma_s}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left( 0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \text{Max} \left( 0,5 \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa}$$

$$A_{ser} = \frac{160000}{100 \times 201,63} = 7,93 \text{cm}^2$$

➤ Choix des armatures : 4T16=8,04 cm<sup>2</sup>

➤ Vérification de la condition de non fragilité  $B \leq \frac{A f_e}{f_{t28}}$

$$B = 25 \times 25 = 625 \text{cm}^2 \leq \frac{A f_e}{f_{t28}} = \frac{8,04 \times 400}{2,1} = 15314 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### Références Bibliographiques :

- 1- D.T.R-B.C.2-41, "Règles de conception et de calcul des structures en béton armé", (C.B.A 93) ;
- 2- Jean Perchat et Jean Roux, "Pratique du B.A.E.L. 91 (Cours avec exercices corrigés)", Edition EYROLLES 2002;
- 3- Renaud H. et Amirault J., "Précis de calcul de béton armé", Edition DUNOD 1989 ;
- 4- Renaud H. et Amirault J., "Béton armé, guide de calcul" ; Edition FOUCHER SCOLAIRE 2006 ;
- 5- Victor Davidovici, "Formulaire de béton armé, volume1 ", Edition LE MONITEUR 1996 ;
- 6- Ammar Brahim, "cours de béton armé I " ; université de Mostaganem et
- 7- Jean Perchat, "Cours de Béton armé", C.H.E.C, France.