

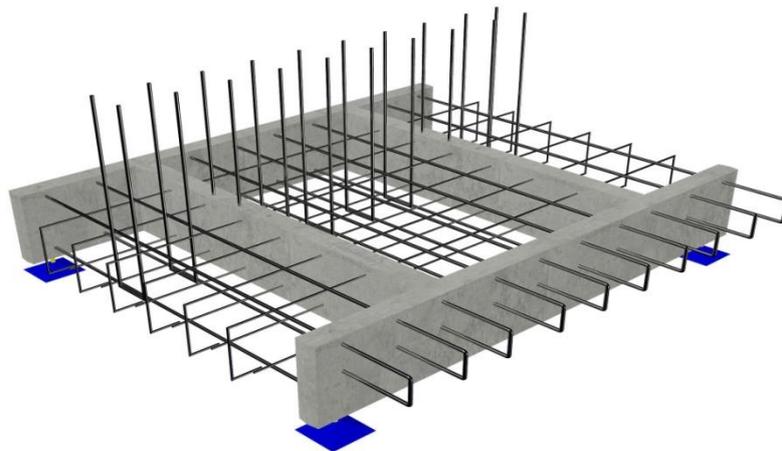


MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AHMED BEN YAHIA EL
WANCHARISSI DE TISSEMSILT
FACULTE DES SCIENCES ET DE
LATECHNOLOGIES
DEPARTEMENT DES SCIENCES ET DE
LATECHNOLOGIES

Filière : Génie Civil

Polycopié de cours :

Béton Armé 1



Réalisé par :
Docteur
BOUBEKEUR TOUFIK

Année : 2021

Avant-propos

Dans la présent cours intitulé «*Béton Armé 01*», qui s'adresse aux étudiants de troisième année Génie Civil dans le système *LMD*. Il est rédigé de manière simplifiée et quelques exemples et exercices sont introduits après avoir donné des notions, afin que l'étudiant puisse assimiler le contenu du cours et son application dans la vie courante.

Ce polycopié est divisé en cinq chapitres selon le programme de la troisième année LMD. Le contenu du premier chapitre concerne une formulation et propriétés mécaniques du béton armé.

Le chapitre suivant est basé sur l'étude des prescriptions réglementaires selon les règles BAEL 91 révisées 99 et CBA93. Au chapitre 3ème on s'intéresse au dimensionnement des sections soumises aux actions centrées. Le chapitre avant dernier 4, est base sur le calcul de sections en béton armé soumises à la flexion simple. Enfin, en 5ème chapitre, on aborde l'adhérence et ancrage des armatures.

Sommaire

Chapitre I : Formulation et propriétés mécaniques du béton armé

I-1 DEFINITION	11
I.2 PRINCIPE DU BETON ARME	11
I.3 AVANTAGES ET INCONVENIENTS DU BETON ARME.....	13
I.3.1 Avantages	13
I.3.2 Les inconvénients.....	14
I.4 LA METHODE DES ETATS LIMITES.....	15
I.4.1 Définition d'un état limite	15
I.4.2 Etats limites ultimes et états limites deservice	15
I.5.1 Le béton.....	16
I.5.1.1 Lesgranulats.....	16
I.5.1.2 Le ciment.....	19
I.5.1Caractéristiques mécaniques du béton armé	22
I.5.1.1 Résistancescaractéristiques	22
I.5.1.2Déformation du béton	25
I.5.2Armatures	28

I.5.2.1	Caractéristiques mécaniques de l'acier.....	33
I.5.2.1	Disposition des armatures	35

Chapitre II : Prescriptions réglementaires

II.1	INTRODUCTION.....	40
II.2	ACTIONS ET SOLLICITATIONS	40
II.2.1	Les actions	40
II.2.2	Lessollicitations	41
II.2.3	Les combinaisons d'actions	41
II.2.3.1	Notations	41
II.2.3.2	Combinaisons accidentelles	43
II.2.4	Déformations et contraintes decalcul	45
II.2.4.1	Etat limite ultime derésistance	45
II.2.4.2	Etat limite deservice	50
II.2.4.3	Contraintes limites de traction des aciers	52
II.2.5	Condition de non - fragilité.....	52

Chapitre III :Adhérence et ancrage

III.1	ADHERENCE ACIER-BETON.....	56
III.1.1	Définition.....	56

III.2.1 Ancrage droit	59
III.2.2 Ancrage courbe.....	61
III.2.2 Le rayon de courbure minimum	61
III.2.3 Caractéristiques des crochets courants	62
NB : Cas des constructions en zone sismique	66
III.2.3 Ancrage des cadres, étriers et épingles	67
III.3 RECOUVREMENTS	68
III.3.1 Barres rectilignes sans crochets	69
III.3.1.1 Barres tendues	69
III.3.1.2 Barres comprimées	70
III.4 Dispositions constructives diverses	70

Chapitre IV : Compression simple

IV.1 DEFINITION.....	73
IV.3 COMPRESSIONS SIMPLE	73
IV.3.1 Hypothèses de calcul.....	73
IV.3.2 Combinaison d'action de base.....	74
IV.3.3 Longueur de flambement et élancement d'un poteau.....	75
IV.3.3.1 Longueur de flambement	75
IV.3.4 L'élancement.....	76
IV.3.5 Calcul à l'état limite ultime de résistance.....	77
IV.3.6 Calcul à l'état limite ultime de stabilité de forme	77
IV.3.7 Armatures longitudinales	78
IV.3.8 Armatures transversales	79

IV.3.9 Dispositions constructives.....	80
---	-----------

Chapitre V : Traction simple

V.1 TRACTION SIMPLE	91
V.1.1 Hypothèses de calcul	93
V.2 Détermination des armatures	94
V.2.1 Calcul à l'état limite ultime de résistance	94
V.2.2 Calcul à l'état limite de service	94
V.2.3 Condition de non-fragilité	95
V.2.4 Section théorique à retenir:.....	96
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	104

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Catégories des granulats suivant la grosseur de grains

Tableau I.2 : différents types de ciments courants

Tableau I.3 : Tableau des sections d'acier.

Tableau I.4 : Les caractéristiques des nuances principales des aciers en barres utilisés en béton armé.

Tableau I.5 : Les caractéristiques des treillis soudés utilisés en béton armé.

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : La forme des granulats.

Figure I.2 : *Procédure de fabrication d'un ciment portland.*

Figure I.3 : Eprouvettes cylindriques (d=16 cm, h= 32cm)

Figure. I.4 : Diagramme contrainte-déformation du béton en compression.

Figure. 1.5 : Diagramme de la résistance à la compression du béton en fonction de l'âge.

Figure. 1.6 : Diagramme de la résistance à la traction du béton en fonction de celle à la traction.

Figure. 1.7 Contrainte appliquée et d'éformation engendrée en fonction du temps pour un essai de fluage d'éprouvette de béton.

Figure. I.8 : Les aciers utilisés en béton armé : a. Acier rond lisse, b. Acier à haute adhérence, c. Treillis soudés.

Figure. I.9 Diagrammes contrainte-d'éformation d'essais de traction sur les différents types d'acier d'armature.

Figure. I.10 : Diagramme conventionnel contraintes- déformations de l'acier.

Figure. I.11 : Dispositions constructives pour les groupements d'armatures

Figure I.12: Nombre de barres en fonction de la largeur de béton.

Figure. II.1 : Diagrammes déformations-contraintes du béton.

Figure. II.2 : Diagramme des déformations limites de la section.

Figure.III.1 : Types de ruptures dans un essai d'arrachement d'une barre.

Figure. III.2 : Ancrage droit

Figure. III.3 : Ancrage courbe de barres tendues

Figure. III.4 : Ancrage courbe pour un angle $\theta= 90^\circ$ ($l_s= 1.87 l_1 + l_2 +$

2.19 r)

Figure. III.5 : Ancrage courbe pour un angle $\theta = 120^\circ$ ($l_s = 2.31 l_1 + l_2 +$

3.28 r)

Figure. III.6 : Ancrage courbe pour un angle $\theta = 180^\circ$ ($l_s = 2.57 l_1 + l_2 +$

3.92 r)

Figure. III.7 : Ancrage courbe pour un angle $\theta = 135^\circ$ ($l_s = 3.51 l_1 + l_2 +$

6.28 r)

Figure. III.8 : Ancrage courbe pour un angle $\theta = 135^\circ$

Figure. III.9 : Ancrages en zone sismique

Figure. III.10 : Ancrage des cadres, étriers et épingle.

Figure. III.11 : Recouvrement par couvre-joint ($l_r = 2 l_s$)

Figure. III.12 : Simple recouvrement des extrémités des barres comprimées ($l_r = 0.6 l_s$)

Figure. IV.1 : Poteau soumise aux actions centrées.

Figure. IV.2 : Relation entre la longueur libre et la longueur de flambement

Figure. IV.3 : Longueur de flambement pour un bâtiment.

Figure. IV.4 : Enrobage de toute armature.

Figure. IV.5 : L'espacement entre les armatures longitudinales

Chapitre I :

Formulation et propriétés mécaniques du béton armé

I-1 Définition

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé dans le monde. Il est constitué par un mélange dans des proportions convenables de granulats (gravier et sable), de ciment et d'eau et éventuellement des adjuvants. Les adjuvants peuvent être employés dans le béton afin d'améliorer certaines caractéristiques du béton frais ou durci.

Le béton armé est défini comme l'enrobage par du béton des aciers. D'une manière à supporter des efforts auxquels le béton seul ne peut pas résister, c-à-dire les efforts de traction, ainsi que les armatures contribuent à résister aux efforts de compression si le béton seul ne peut pas remplir son rôle de résister à la compression.

La réalisation du béton armé nécessite les opérations suivantes :

- a. Réalisation du moule en bois ou en métal appelé : coffrage
- b. Mise en place des barres d'aciers : ferrailage
- c. Mise en place du béton : bétonnage
- d. Après durcissement du béton on démonte le coffrage : décoffrage

I.2 Principe du béton armé

Dans la plupart des structures, certaines parties sont soumises à des contraintes de compression et d'autres à des contraintes de traction. Or le béton est un matériau qui résiste bien en compression mais faible en traction, alors que l'acier résiste bien à la traction. D'où l'idée de placer des barres d'acier dans les

zones où se produisent des efforts de traction dirigées dans le sens de ces efforts ; on pourra donc voir apparaître dans ces zones des microfissures du béton sous l'effet des contraintes de traction mais les aciers empêcheront les fissures de se produire.

La formulation d'un béton se fait en lien avec une opération de construction. Nous nous placerons dans le cadre de la formulation d'un matériau allant servir à fabriquer des éléments structurels à l'intérieur d'un futur bâtiment d'habitation de classe d'exposition XC1 (norme NF-EN-206/CN).

Les caractéristiques visées pour le béton ordinaire dans l'objectif de réalisation de voiles béton armés d'un futur bâtiment d'habitation sont :

- Résistance caractéristique en compression sur cylindre à 28 jours : $f_{c28} = 30$ MPa (béton de classe C30/37)
- Consistance recherchée pour la mise en œuvre : béton plastique vibré normalement avec un affaissement visé de l'ordre de 7,5 cm

Les caractéristiques des matériaux à disposition sont :

- Ciment CEM I 42,5 (classe de résistance commerciale) de densité 3,1
- Analyse granulométrique des deux sables et des deux graviers ; $G_s = 2600$ kg.m⁻³
- 2 sables roulés propres, de bonne qualité, de masse volumique absolue ; $G_g = 2500$ kg.m⁻³
- 2 gravillons roulés propres, de bonne qualité, de masse volumique absolue

La méthode de formulation passe par trois phases :

- l'obtention du rapport C/E à partir de la résistance et donc la qualité de la pâte visée
- la détermination de la quantité de pâte C+E et la compacité du squelette granulaire maximum découlant de l'ouvrabilité souhaitée ;
 - le bilan des quantités de chacun des constituants (masses de C, E, S, G1, G2) et masse volumique théorique du béton Y_{th}

I.3 Avantages et inconvénients du béton armé

I.3.1 Avantages

Le béton est le moins coûteux des matériaux résistant à la compression et susceptible d'être associé à d'autres éléments. On dit que l'acier est actuellement le seul matériau utilisé dans la fabrication des armatures parce que sa résistance est moins chère que celle des matériaux pouvant être résistés à la traction. Le béton étant mis en place (dans des moules : coffrage) à l'état pâteux ; il est possible de réaliser des constructions aux formes les plus variées et les armatures peuvent être facilement liées. Les assemblages entre différents éléments en béton se réalisent par simple contact. Les constructions en béton armé se comportent beaucoup mieux en cas d'incendie que les constructions métallique ou en bois. Le béton armé résiste bien à l'action de l'eau et de l'air la seule condition à observer et la protection des armatures.

I.3.2 Les inconvénients

Les ouvrages en B.A sont plus lourds que les autres modes de constructions. Pour exécuter un ouvrage en béton armé il faut du temps. Il est difficile de modifier un élément déjà réalisé. On peut résumer les différents inconvénients du béton armé comme suit :

a. Le poids : les ouvrages en B.A sont plus lourds que les autres modes de constructions.

b. L'exécution : pour exécuter un ouvrage en béton armé il faut : - Préparation de coffrage qui demande beaucoup de temps et un travail de charpente important. Ce coffrage doit rester en place jusqu'à ce que le béton atteigne une résistance suffisante. - le placement des armatures - pendant et après les mises en place du béton, il faut prendre des précautions pour le protéger contre le gel et l'évaporation de l'eau. - Le contrôle de la qualité du matériau perfectionné lors du gâchage.

c. Brutalité des accidents : les accidents qui surviennent d'un ouvrage en béton armé sont en général soudains ou brutaux, en général ces accidents sont dus à des erreurs de calculs ou de réalisations.

d. Difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé : il est difficile de modifier un élément déjà réalisé.

I.4 La méthode des états limites

I.4.1 Définition d'un état limite

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.

I.4.2 Etats limites ultimes et états limites deservice

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter pendant toute sa durée de vie des sécurités suffisantes vis-à-vis:

- De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments,
- D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, le confort des usagers.

Le BAEL distingue deux catégories d'états limites:

a. Etats Limites Ultimes (E.L.U.)

On distingue :

Etat limite d'équilibre statique : stabilité des constructions ;

Etat limite ultime de résistance (E.L.U.R.) : matériaux constitutifs;

Etat limite de stabilité de forme (E.L.U.S.F.) : non risque de flambement.

b. Etats Limites de Services (E.L.S.)

On distingue :

Etat limite de compression du béton : une contrainte de compression à ne pas dépasser

Etat limite de déformation : flèche maximale.

Etat limite d'ouverture de fissures : risque d'ouverture de fissures.

I.5.1 Le béton

Représente l'ensemble des constituants suivants :

- Pâte pure (ciment + eau + air);
- Granulats (sables et gravillons);
- Adjuvants.
- La composition du béton a une grande influence sur ses caractéristiques, mais si les caractéristiques attendues sont la plus part du temps bien définies, la mise au point du béton approprié peut s'avérer plus délicate.
- Le béton est préparé soit sur le chantier, soit en centrale à béton.
- Le béton est caractérisé par:
 - une bonne résistance en compression simple,
 - une mauvaise résistance en traction,

I.5.1.1 Les 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.

- Les granulats naturels : Les granulats sont dits naturels lorsqu'ils sont

extraits de leurs sites géologiques d'origine en ayant subi que des traitements mécaniques. Ils sont provenus de différentes roches qui varient selon la région d'origine.

- Les granulats artificiels : qui proviennent de la transformation thermique des roches, de minerais, des sous-produits industriels (laitiers, ...).
- Les granulats légers : sont utilisés généralement pour la confection de bétons légers. Leurs masses volumiques sont inférieures à 2 t/m³. Ils présentent une forte absorption d'eau et cette dernière a toujours été considérée comme une grosse difficulté sur les chantiers car elle entraîne une importance variations de plasticité et d'ouvrabilité des bétons. Parmi les granulats légers, on trouve l'argile expansée, schistes expansés, laitier expansé, pierre ponce, pouzzolane, vermiculite, perlite, etc.
- Les granulats lourds : ont des masses volumiques supérieures à 3 t/m³. Ils sont essentiellement employés pour la confection des bétons lourds utilisés pour la construction d'ouvrages nécessitant une protection biologique contre les rayonnements produits, par exemple, dans les accélérateurs et piles atomiques ; la protection est d'autant plus efficace que l'épaisseur est plus grande et la densité du béton plus élevée
- Les granulats recyclés : sont obtenus par traitement d'une matière inorganique utilisée précédemment dans la construction, tels que ceux issus des ouvrages démolies suite à des sinistres naturels comme les séismes et les crues, ou par vieillissement et dégradations. Le recyclage a deux

conséquences écologiques majeures : la réduction du volume de déchets et la préservation des ressources naturelles.

La forme des granulats a une incidence sur la maniabilité des bétons, la forme la plus souhaitable se rapprochant de la sphère ; une mauvaise forme (aiguilles, plats) nécessite une quantité d'eau plus élevée et peut provoquer les défauts d'aspect. (Voir la figure 1.1)



Figure 1.1 : La forme des granulats.

La forme d'un granulat est définie par :

Sa longueur L ,

Son épaisseur E qui est le plus petit écartement d'un couple de plans tangents parallèles.

Sa grosseur G .

Tableau I.1 : Catégories des granulats suivant la grosseur de grains

Appellation	Sable	Gravillons	Cailloux
Catégories suivant La grosseur de grains en mm	Fins : 0,080 à 0,315 Moyens : 0,315 à 1,25 Gros : 1,25 à 5	Petits : 5 à 8 Moyens : 8 à 12,5 Gros : 12,5 à 20	Petits : 20 à 31,5 Moyens : 31,5 à 50 Gros : 50 à 80

I.5.1.2 Le ciment

Le ciment Portland est une poudre minérale dont la propriété est de durcir sous l'eau, formant une pâte qui durcit suivant une réaction et un processus d'hydratation.

La fabrication du ciment est un procédé complexe qui exige un savoir-faire, une maîtrise des outils et des techniques de production ainsi que des contrôles rigoureux et continus de la qualité. Si la fabrication peut varier d'une cimenterie à une autre en fonction de la qualité du gisement exploité, la composition du cru reste dans des proportions bien définies :

- Carbonate de calcium (CaCO_3) de 77 à 83 %
- Silice (SiO_2) de 13 à 14%
- Alumine (Al_2O_3) de 2 à 4%
- Oxyde ferrique (Fe_2O_3) de 1,5 à 3 %

La roche est échantillonnée en continu pour déterminer la quantité des différents ajouts nécessaires (oxyde de fer, alumine et silice). Le mélange est ensuite réalisé dans un hall de pré-homogénéisation où la matière est disposée en couches horizontales superposées puis reprise verticalement. Pour favoriser les réactions chimiques ultérieures, les matières premières doivent être séchées et broyées très finement (quelques microns) dans des broyeurs à boulets ou dans des broyeurs à moules verticaux. Ces derniers, plus récents, sont plus économes en énergie et permettent un séchage plus efficace.

La fabrication de ciment passe par les opérations suivantes :

- ❖ Extraction et concassage,
- ❖ Préparation du cru,
- ❖ Cuisson ou calcination,

La chaux vive CaO est obtenue par la décarbonatation du calcaire CaCO_3 qui s'effectue entre 700°C et 900°C dans la partie médiane du four, puis elle se combine avec la silice SiO_2 , l'alumine Al_2O_3 et l'oxyde de fer FeO_3 apportés par la déshydratation de l'argile à 450°C . Le cru décarbonaté est chauffé jusqu'à 1450°C pour former les granules de clinker. A la sortie du four le clinker subit une trempe énergique, il est refroidi de 1200°C à 60°C . Le clinker finement broyé est additionné au gypse pour former le ciment portland, la figure I.2 montre les différentes étapes de la fabrication d'un ciment portland.

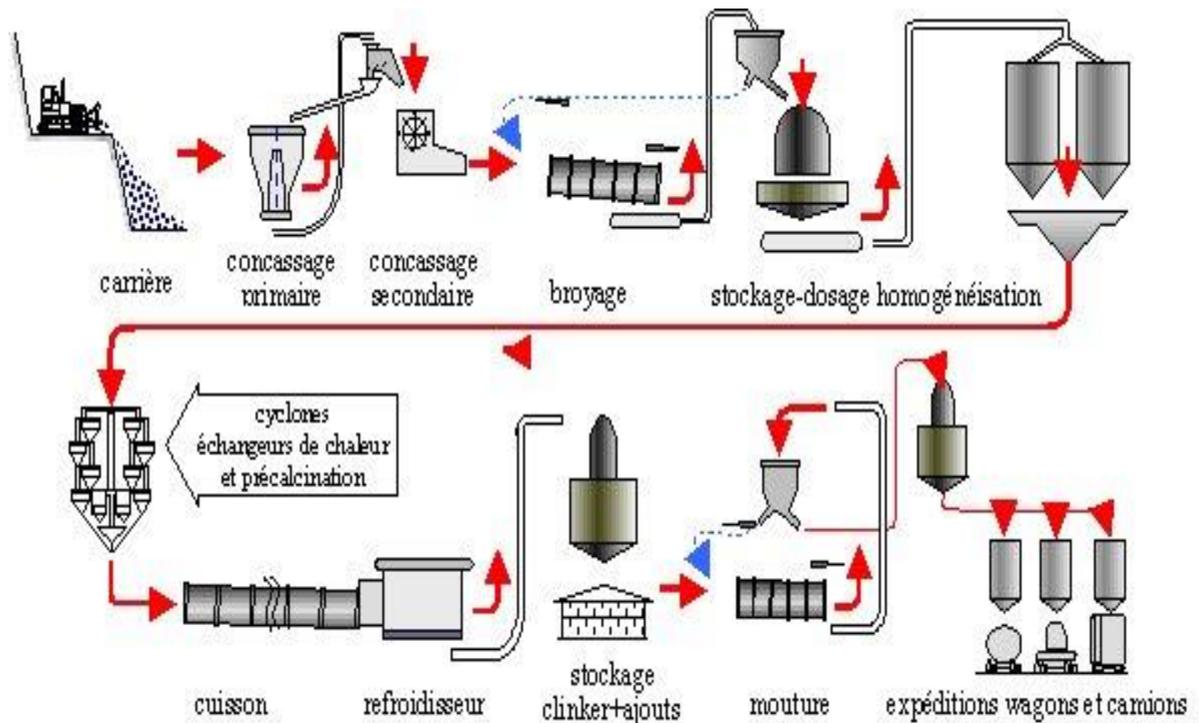


Figure 1.2 : Procédure de fabrication d'un ciment portland

Les normes NA 442 et EN 197-1 définissent cinq types de ciments. Ils sont classés en fonction de leur composition :

CEM I : Ciment Portland artificiel,

CEM II : Ciment portland composé,

CEM III : Ciment de haut fourneau,

CEM IV : Ciment pouzzolanique,

CEM V : Ciment au laitier et aux cendres. (Voir tableaux 1.2 et 1.3).

Tableau I.2 : différents types de ciments courants

Types de ciments	Désignations
Ciment Portland	CPA-CEM I
Ciment portland composé	CPJ-CEM II/A
	CPJ-CEM II/B
Ciment de haut fourneau	CHF-CEM III/A
	CHF-CEM III/B
	CLK-CEM III/C
Ciment pouzzolanique	CPZ-CEM IV/A
	CPZ-CEM IV/B
Ciment au laitier et aux cendres	CLC-CEM V/A
	CLC-CEM V/B

I.5.1 Caractéristiques mécaniques du béton armé

I.5.1.1 Résistances caractéristiques

a) Résistance caractéristique à la compression :

Elle est désignée par f_{cj} (résistance à la compression à " j " jours). Dans le cas courant, pour l'établissement des projets, la résistance de référence est prise à 28j dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Elle est notée f_{c28} et choisie en fonction des conditions de fabrication du béton, de la classe du ciment utilisée et de son dosage au m^3 .

Elle se mesure par compression axiale de cylindres de béton $\varnothing 16 \times 32$ cm. La section S est de 200 cm^2 (Figure. I.2). La compression se fait par le biais d'une presse hydraulique.

La résistance à la compression du béton est définie à (j) jours, à partir de la charge

(F_r) conduisant à sa rupture :

$$f_{cj}(\text{MPa}) = \frac{F_c}{S}$$

Avec :

F_c : la force de compression

S : la surface de l'éprouvette

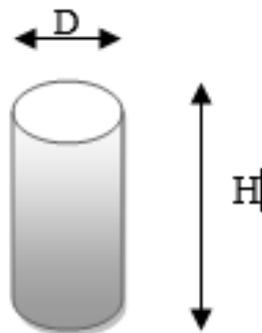


Figure I.3 : Eprouvettes cylindriques ($d=16\text{ cm}$, $h=32\text{ cm}$)

La résistance du béton augmente avec l'âge (voir Figure.I.3).

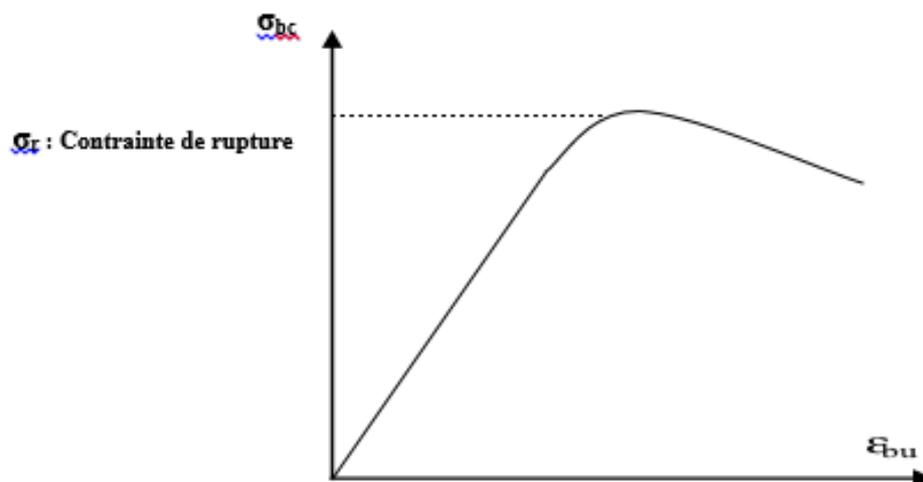


Figure. I.4 : Diagramme contrainte-déformation du béton en compression.

L'essai de compression du béton permet d'obtenir le diagramme expérimental "contrainte - déformation" du béton ci-dessous (voir Figure.I.5).

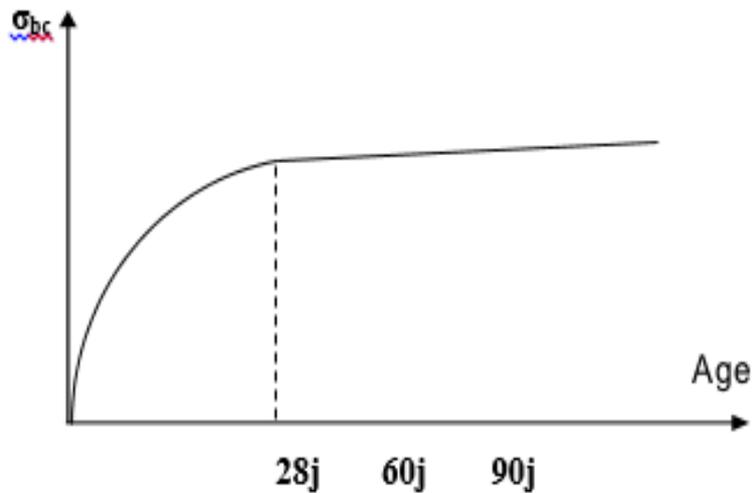


Figure. 1.5 : Diagramme de la résistance à la compression du béton en fonction de l'âge.

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs des résistances à j jours, définies à partir de f_{c28} , par:

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ F_{cj} = 1,1f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ F_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

b) Résistance caractéristique à la traction :

Elle est désignée par f_{tj} (résistance à la traction à " j " jours). Elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

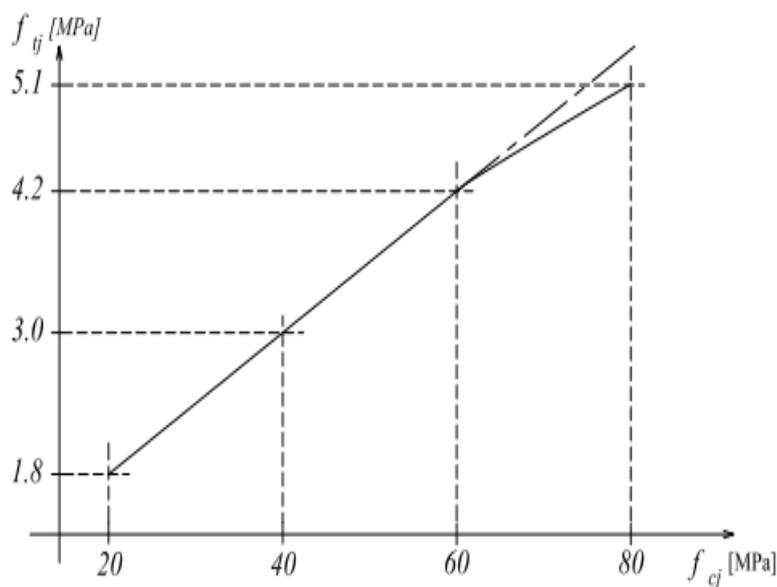


Figure. 1.6 : Diagramme de la résistance à la traction du béton en fonction de celle à la traction.

I.5.1.2 Déformation du béton

➤ Déformation longitudinale

On distingue :

- le module de déformation instantanée (durée d'application des charges < 24 heures) :

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

- le module de déformation différée (longue durée d'application) :

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

➤ *Déformation transversale*

Le coefficient de Poisson est pris égal à :

$\nu = 0,20$ pour la justification aux E.L.S. (section nonfissurée)

$\nu = 0$ dans le cas des E.L.U (sectionfissurée).

- Fluage du beton Sous chargement constant, la déformation du béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeables puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à deux fois les déformations instantanées.
- Phenomene de retrait Aprs coulage, une piece de béton conservée à l'air tend à se raccourcir. Ceci est dû à l'évaporation de l'eau non-liée avec le ciment et peut entraîner des déformations de l'ordre de $1.5 \cdot 10^{-4}$ à $5 \cdot 10^{-4}$ selon l'humidité de l'environnement. On notera que des pièces de béton conservées dans l'eau subissent, au contraire, un gonflement. Le retrait commence dès le premier jour de vie de la pièce en béton et on observe que 80% du retrait est atteint au bout de deux ans. La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, contraintes dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.

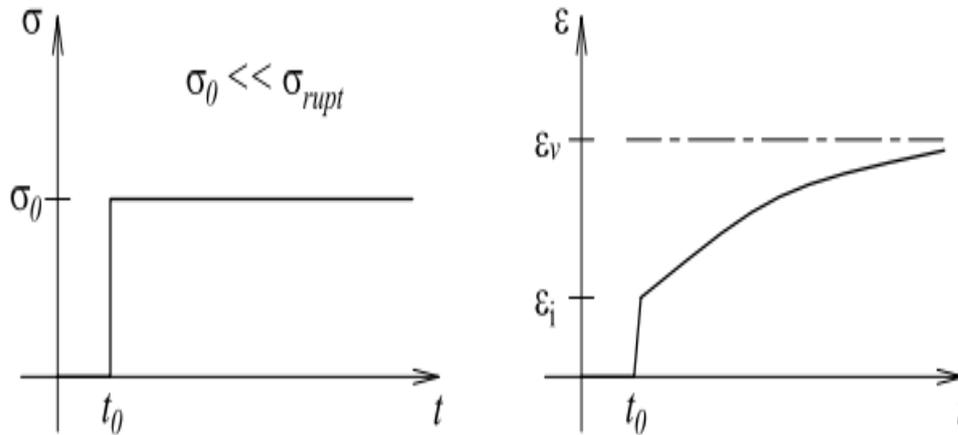
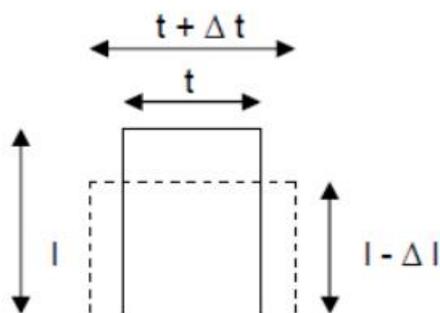


Figure. 1.7 Contrainte appliquée et d'éformation engendrée en fonction du temps pour un essai de fluage d'éprouvette de béton.

- Coefficient de Poisson : Sous un chargement une éprouvette se déforme longitudinalement et transversalement. Le coefficient de Poisson du béton ν est pris égal à 0.2 pour le calcul des déformations, et à 0 pour le calcul des sollicitations.



$$\varepsilon_t = \frac{\Delta t}{t} \quad \text{Déformation transversale}$$

$$\varepsilon_l = \frac{\Delta l}{l} \quad \text{Déformation longitudinale}$$

Le coefficient de Poisson ν est le rapport $\frac{\Delta t/t}{\Delta l/l}$

Exemple :

Un poteau en béton armé de section 30x40 supporte une charge verticale de 0,7 MN. Sa hauteur est de 2,50m. La résistance du béton est prise égale à $f_{c28} = 25$ MPa.

- Quel sera le raccourcissement à long terme de ce poteau?

Solution :

- La résistance du béton à $j > 60$ est prise, pour le calcul des déformations, égale à $f_{cj} = 1,1 \times 25 = 27,5$ MPa
- Le module d'Young à considérer est le module de déformation différée

$$E_{vj} = 3700 \cdot f_{cj}^{1/3} = 3700 \times 27,5^{1/3} = 11168 \text{ MPa}$$

On applique la loi de Hooke (sans tenir compte de la présence des aciers)

$$\sigma_{bc} = E_{vj} \cdot \varepsilon_{bc} \text{ avec } \sigma_{bc} = 0,7 / (0,3 \times 0,4) \text{ et } \varepsilon_{bc} = dh / 2,50$$

d'où $dh = 1,3 \cdot 10^{-3}$ m soit 1,3 mm de déformation due à la charge.

Pour le retrait, le raccourcissement sera

$$3 \cdot 10^{-4} = dh / 2,50 \text{ d'où } dh = 7,5 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 0,75 \text{ mm}$$

Le raccourcissement global est donc de $1,3 + 0,75 = 2,05$ mm

I.5.2 Armatures

Les armatures sont à base de l'acier qui est composé d'un alliage de fer et carbone en faible pourcentage. Les aciers utilisés dans le béton armé sont des aciers doux, mi-durs et durs. On utilise pour le béton armé, les aciers doux (ADX), les armatures à haute adhérence (HA) et les treillis soudés (TS) (Figure. I.8).

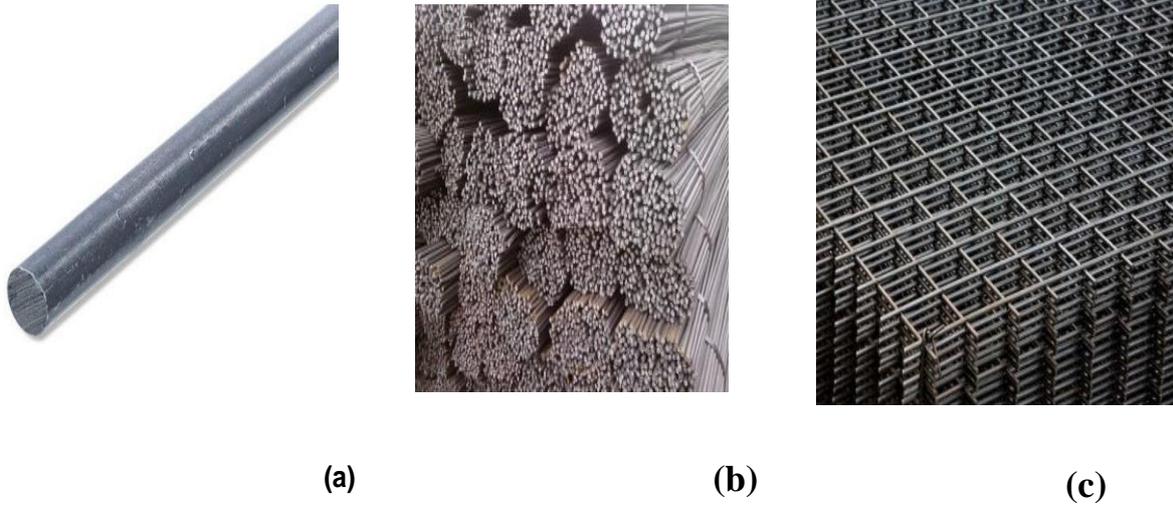
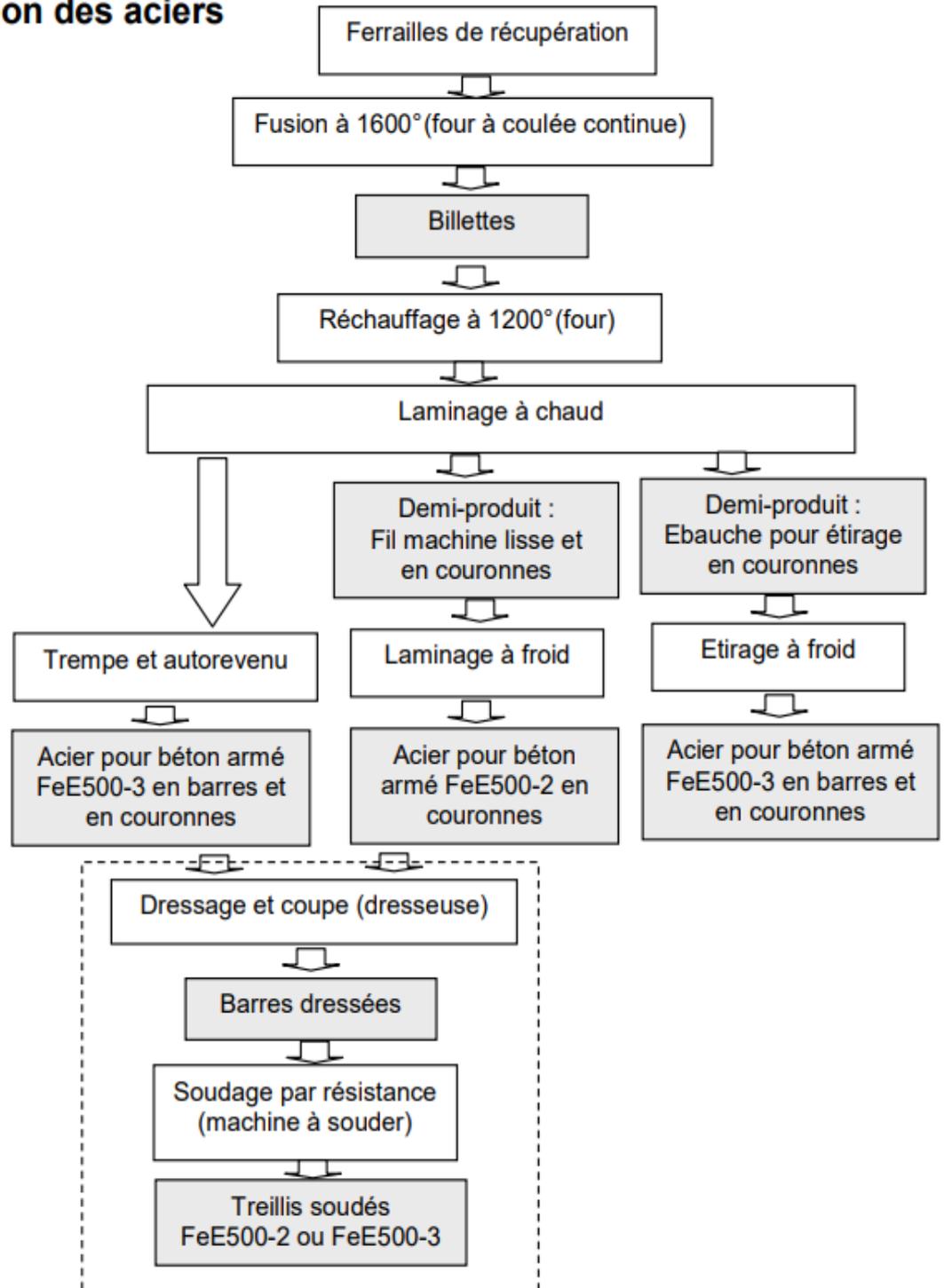


Figure. 1.8 : Les aciers utilisés en béton armé : a. Acier rond lisse, b. Acier à haute adhérence, c. Treillis soudés.

Fabrication des aciers



1. Les aciers doux, sans traitement thermique ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235 MP a. Ce sont les ronds lisses (noté ϕ), qui ne sont plus utilisés que pour faire des crochets de levage en raison de leur très grande déformation à la rupture (allongement de 22%).

2. Les aciers laminés à chaud, naturellement durs, dit aciers à haute adhérence de type I. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 400 MPa et un allongement à la rupture de 14%.

3. Les aciers laminés à chaud et écrouis avec faible réduction de section (par traction-torsion), dits aciers à haute adhérence de type II. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500 MPa et un allongement à la rupture de 12%.

4. Les aciers laminés à chaud par tréfilage (forte réduction de section), fortement écrouis, utilisés pour fabriquer les treillis soudés et fils sur bobines. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500 MPa et un allongement à la rupture de 8%.

On pourra retenir que l'action de l'écrouissage est d'augmenter la limite d'élasticité en faisant disparaître le palier de plasticité, et de diminuer l'allongement à la rupture (plus fragile). Les quatre types d'acier ont le même comportement élastique, donc un même module de Young de $E_s = 210\,000$ MPa. La déformation à la limite élastique est voisine de 0.2%, en fonction de la valeur de la limite d'élasticité.

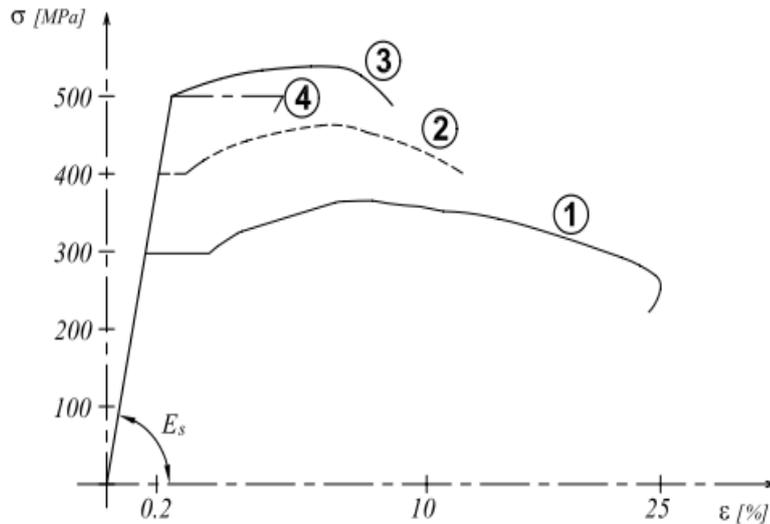


Figure. I.9 Diagrammes contrainte-d'éformation d'essais de traction sur les différents types d'acier d'armature.

Les diamètres normalisés d'armatures courantes sont : 6,8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32 et 40 mm. Le tableau I.3 donne la section nominale et la masse linéique correspondant aux différents diamètres nominaux.

Tableau I.3 : Tableau des sections d'acier.

		Sections d'acier en cm ²									
Diamètres	Masse kg/m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0,22	0,2	0,	0,	1,1	1,4	1,7	1,	2,2	2,54	2,8
	2	8	57	85	3	1	0	98	6		3
8	0,39	0,5	1,	1,	2,0	2,5	3,0	3,	4,0	4,52	5,0
	5	0	01	51	1	1	2	52	2		3
10	0,61	0,7	1,	2,	3,1	3,9	4,7	5,	6,2	7,07	7,8
	7	9	57	36	4	3	1	50	8		5
12	0,88	1,1	2,	3,	4,5	5,6	6,7	7,	9,0	10,1	11,
	8	3	26	39	2	5	9	92	5	8	31
14	1,21	1,5	3,	4,	6,1	7,7	9,2	10,	12,	13,8	15,

	0	4	08	62	6	0	4	78	31	5	39
16	1,58	2,0	4,	6,	8,0	10,	12,	14,	16,	18,1	20,
	0	1	02	03	4	05	06	07	08	0	11
20	2,46	3,1	6,	9,	12,	15,	18,	21,	25,	28,2	31,
	6	4	28	42	57	71	85	99	13	7	42
25	3,85	4,9	9,	14	19,	24,	29,	34,	39,	44,1	49,
	0	1	82	,7	63	54	45	36	27	8	09
				3							
32	6,31	8,0	16,	24	32,	40,	48,	56,	64,	72,3	80,
	3	4	08	,1	17	21	25	30	34	8	42
				3							
40	9,86	12,	25,	37	50,	62,	75,	87,	100,	113,	12
	4	57	13	,7	26	83	40	96	53	09	5,6
				0							6

I.5.2.1 Caractéristiques mécaniques de l'acier

Le caractère mécanique qui sert de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie désignée par f_e . Elle varie en fonction du type d'acier.

Le module d'élasticité longitudinale E_s est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé et est pris égal à : $E_s = 200\,000\text{MPa}$.

Le diagramme conventionnel déformations-contraintes pour la traction et la compression a l'allure présentée dans la figure I.8, sachant que les valeurs de limite élastique sont les mêmes en traction et en compression.

- OA (domaine élastique) : le diagramme est constitué par une droite, c'est le domaine de déformation élastique.

- AB d'ordonnée (domaine plastique) : La position du point B correspond à un allongement de 10 %.

B : c'est le point de la limite de rupture.

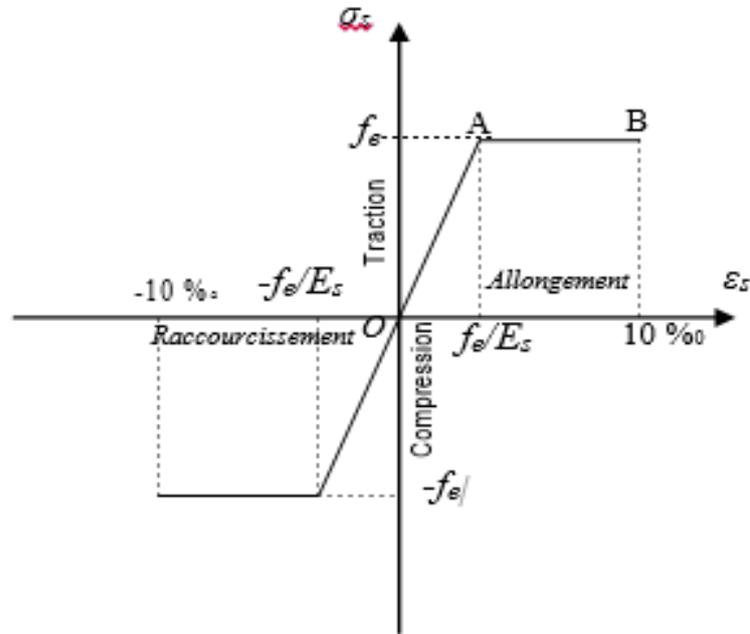


Figure. I.10 : Diagramme conventionnel contraintes- déformations de l'acier.

Il existe 4 nuances principales qui correspondent à des qualités de limite élastique et de résistance différentes (voir tableaux I.4 et I.5).

- Aciers en barres

Tableau I.4 : Les caractéristiques des nuances principales des aciers en barres utilisés en béton armé.

Caractéristiques	Types d'acier			
	Doux et lisses		A Haute Adhérence (symbole	
Denomination	FeE215	Fe E 235	Fe E 400	Fe E 500
Limite élastique f_e en MPa	215	235	400	500
Résistance à la rupture σ_r	≥ 330	≥ 410	≥ 480	≥ 550

en MPa			
Allongement a la rupture	22%	14%	12%

- Treillis soudés

Tableau I.5 : Les caractéristiques des treillis soudés utilisés en béton armé.

Caractéristiques	Types de treillis	
	Lisses (symbole T.S.L.)	A Haute Adhérence (symbole T.S.H.A.)
Limite élastique f_e en MPa	500 (tous diamètres)	500 (tous diamètres)
Resistance à la rupture σ_r en MPa	550	550
Allongement a la rupture	8%	8%

I.5.2.1 Disposition des armatures

- Role des armatures

Les armatures sont disposées dans le béton pour but de supporter les différents efforts dus aux actions extérieures et intérieures à savoir :

Les charges dus au poids propre.

Les efforts du vent et du séisme.

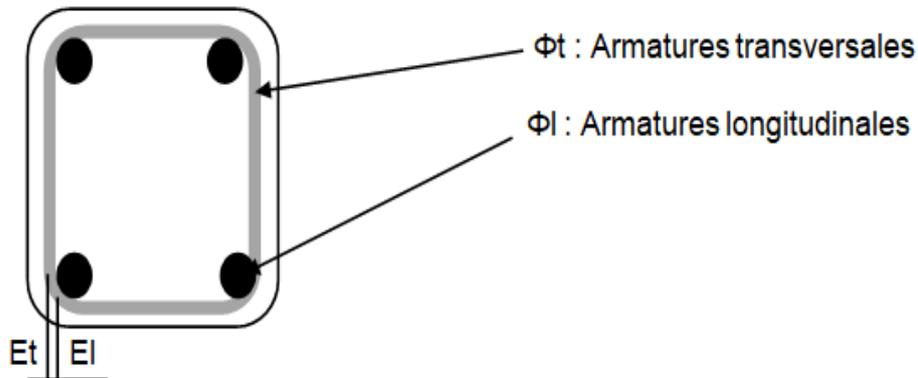
Les efforts dus à la variation de la température.

Les efforts dus aux tassements des structures.

- Disposition des armatures

La disposition des armatures doit être réalisée en respectant les conditions d'oxydation pour permettre une mise en place correcte du béton (distance libre

entre les barres)



E_t : enrobage des armatures transversales.

E_l : enrobage des armatures longitudinales.

1^{er} Condition pour E

$E_t \geq \Phi_t$ si les barres sont isolées

$E_l \geq \Phi_l$

2^{ième} Condition pour E

$E(E_t, E_l) \geq C_0$

C_0 : 4 cm pour des ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards ou exposés à des atmosphères très agressives ;

C_0 : 3 cm pour les parements non coffrés susceptibles d'être soumis à des actions agressives ;

C_0 : 2 cm pour les parements exposés (ou susceptibles de l'être) aux intempéries ou aux condensations, ou au contact d'un liquide ;

C_0 : 1 cm pour les parois situés dans des locaux couverts et clos et non exposés à des condensations ;

Les armatures sont souvent groupées en paquets. Mais leur disposition doit être compacte et opposer le minimum de gêne lors du coulage du béton (en

particulier à cause de la taille des granulats). On retiendra les dispositions constructives suivantes :

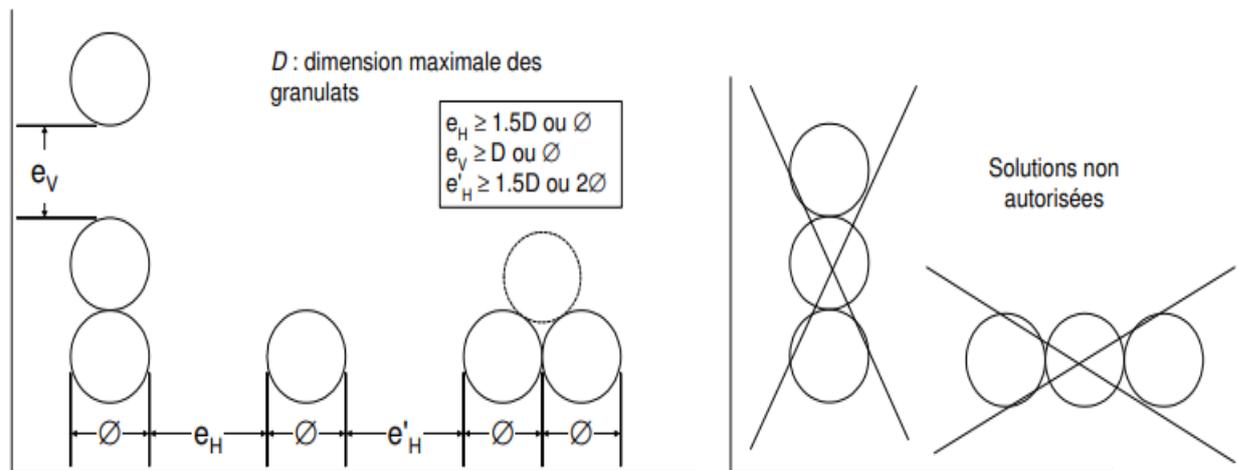


Figure. I.11 : Dispositions constructives pour les groupements d'armatures

I.5.2.2 Possibilités de bétonnage correct

a- Diamètre maximal des aciers Aciers longitudinaux Pour les dalles et voiles d'épaisseur h , afin d'améliorer l'adhérence acier-béton, on limite le diamètre des aciers longitudinaux ϕ_l à : $\phi_l \leq h/10$. Aciers transversaux Pour les poutres de hauteur h on limite le diamètre des aciers transversaux ϕ_t à : $\phi_t \leq \text{Min}(h/35, \phi_l, b_0/10)$, où b_0 est la largeur de l'âme. Espacement minimum. La Figure I.12 permet de déterminer le nombre maximum de fils d'armatures d'un diamètre donné en fonction de la largeur de la poutre.

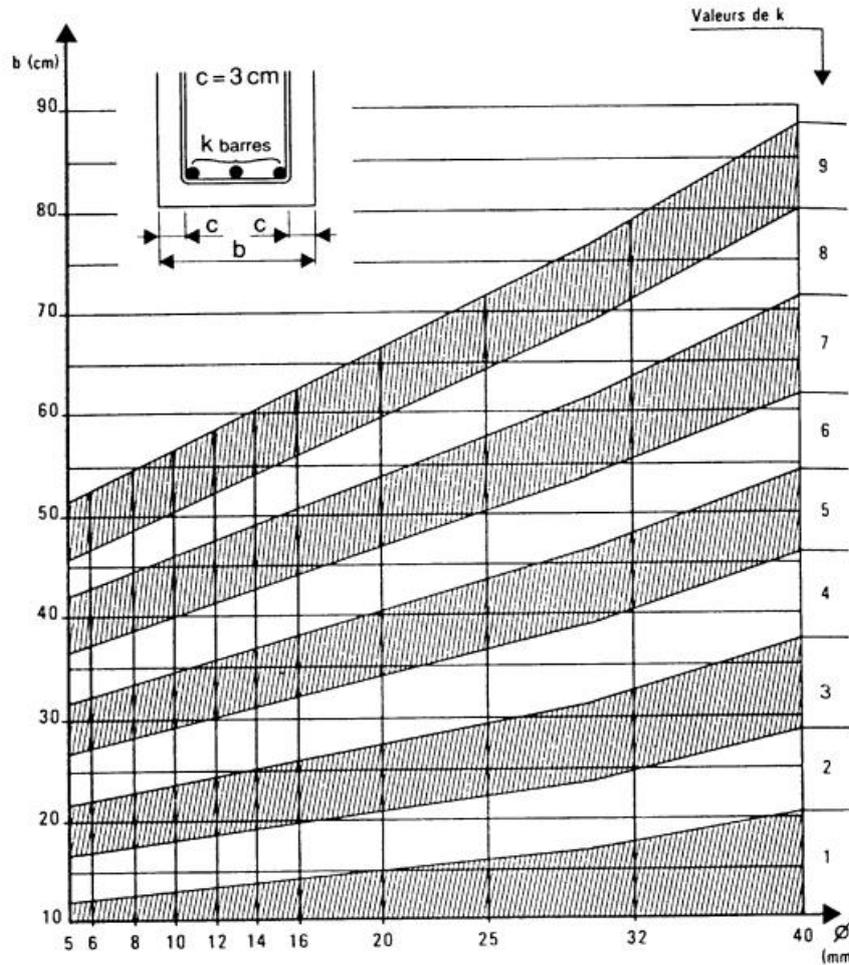


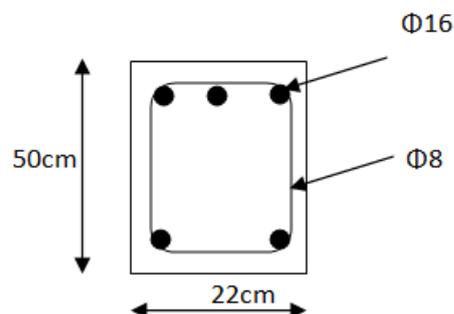
Figure I.12: Nombre de barres en fonction de la largeur de béton.

I.5.2.2 Poussée au vide

Lorsque des aciers non rectilignes sont en traction, il se développe des contraintes dans le béton avoisinant qui risquent de le faire éclater : c'est le phénomène de poussée au vide. L'armature ne doit pas être placée trop près de la paroi, au risque de la faire éclater; sinon une ligature est mise en place afin d'ancrer la barre dans le béton.

Exercice:

Disposer les armatures (e_l , e_t , a_h et a_v) d'une poutre en console exposée aux intempéries.



Chapitre II :

Prescriptions réglementaires

II.1 Introduction

La sécurité d'une construction est définie comme l'absence de risque d'endommagement. Le dimensionnement des ouvrages et la vérification de leurs sécurités sont basés généralement sur des règlements (BAEL, CCBA.....etc.).

II.2 Actions et sollicitations

II.2.1 Les actions

Les actions sont les forces appliquées à une construction soit directement (charges permanentes, charges d'exploitation, charges climatiques ...etc.). Soit indirectement (dûs aux déformations imposées à la construction comme le retrait, le fluage ou tassement d'appui ...).

Les actions sont classées en trois catégories en fonction de leur probabilité d'occurrence et de leur variation d'intensité dans le temps. On distingue :

- Les actions permanentes (G) leur intensité est constante ou très peu variable dans le temps. Les actions permanentes comprennent notamment le poids propre de la structure, des équipements fixes de toute nature (par exemple cloisons des bâtiments), les efforts (poids, poussées, pressions) dus à des terres ou liquides dont les niveaux varient peu, les efforts dus aux déformations imposées en permanence à la construction.
- Les actions variables (Q) leur intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps. On distingue les charges suivantes :

- Charges d'exploitation

- Charges climatiques (neige et vent)
- Effets thermiques (température)

Les actions accidentelles (F_A) sont provenant de phénomènes accidentels, tels que séismes ou chocs.

II.2.2 Les sollicitations

Les sollicitations agissant sur les constructions sont les efforts (effort normal N , effort tranchant T) et les moments (moment de flexion M_f , moment de torsion M_t) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées (RDM...etc.). Les sollicitations sont calculées après combinaisons des actions, en retenant le cas le plus défavorable.

II.2.3 Les combinaisons d'actions

II.2.3.1 Notations

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

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

G : l'ensemble des actions permanentes ;

Q_1 : une action variable dite de base :

- Q_B : la charge d'exploitation des bâtiments;
- W : le vent

- S : laneige

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement avec $i > 2$;

Ψ : coefficient affectant les actions variables d'accompagnement ;

Q_r : les charges d'exploitation des ponts routes sans caractère particulier (systèmes A et B et charges sur trottoirs);

Q_{rp} : les charges d'exploitation des ponts routes de caractère particulier (convois militaires ou exceptionnels) ;

T : les variations uniformes de la température ;

$\Delta\theta$: Le gradient thermique (éventuel) ;

F_A : la valeur représentative d'une action accidentelle.

Les combinaisons d'actions à considérer pour les sollicitations de calcul sont les suivantes :

- Les combinaisons des états limites ultimes,
- Les combinaisons des états limitent deservice.

Vérification des états limites ultimes de résistance(E.L.U.R.)

- *Cas debâtiment*

Actions permanents 1,35 $G_{max} + G_{min}$		Actions variables	
	de base $\gamma Q_1 Q_1$	d'accompagnement $1,3 \Psi_0 Q_2$	
	1,5 Q_B	0 ou W ou S_n ou $W + S_n$	

1,35 G ou G	1,5 W	0 ou $1.3\Psi_0Q_B$ ou S_n ou $1.3\Psi_0Q_B + S_n$
	1,5 S_n	0 ou $1.3\Psi_0Q_B$ ou W ou $1.3\Psi_0Q_B + W$

Vérification des états limites de service(E.L.S.)

- *Cas debâtiment*

Actions permanentes $G_{max} + G_{min}$	Actions variables	
	de base Q_1	d'accompagnemen t $1,3 \Psi_{02}Q_2$
G	Q_B	0 ou $0.77 W$ ou $0.77 S_n$
	W	0 ou $\Psi_0 Q_B$
	S_n	0 ou $\Psi_0 Q_B$

II.2.3.2 Combinaisons accidentelles

Elles s'écrivent symboliquement comme suit : $G_{max} + G_{min} + F_A + \Psi_{11}Q_1 + \sum \Psi_{2i}Q_i$

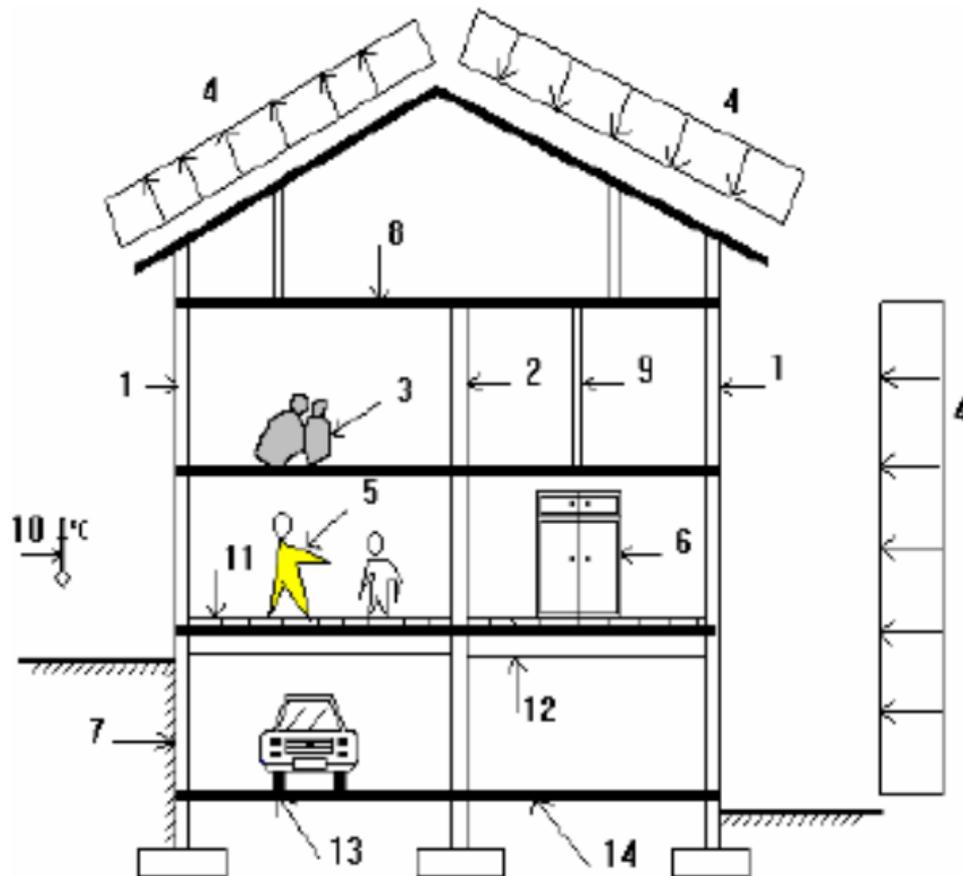
Avec :

F_A : valeur nominale de l'action accidentelle (Séisme parexemple);

$\Psi_{11}Q_1$: valeur fréquente d'une action variable;

$\Psi_{2i}Q_i$: valeur quasi permanente d'une autre actionvariable.

Exercice : Déterminer les différentes actions qui agissent sur la structure représentée ci dessous



1 - Mur de façade 2 - Mur de refend 3 - Charge concentrée 4 - Action du vent 5 –
 Personnes 6 – Meuble 7 - Poussée des terres 8 - Plancher en béton armé 9 - Cloisons
 10 - Température 11 - Revêtement de plancher 12 - Poutre en béton armé 13 –
 Automobile 14 - Sous -pression d'eau

Solution

- Les actions permanentes

Les charges amenées par le poids propre de la structure: ce sont, dans notre exemple, les charges 1 et 2 dues au murs de façades et refends ainsi que celles amenées par les planchers et les poutres en béton armé 8 et 12. - les charges amenées par les poids des autres éléments de la construction: ce sont les charges

amenées par les cloisons 9, les revêtements de plancher 11, la couverture et les équipements fixes. - les poussées des terres 7 et les pressions éventuelles de liquides telles que les sous pressions d'eaux dues aux nappes phréatiques 14. - les actions dues aux actions différées comme par exemple le raccourcissement par retrait du béton dans le plancher en béton armé 8.

- **Les actions variables**

Les charges d'exploitation comme les charges concentrées 3, les personnes 5, les meubles 6 et l'automobile 13. - les charges climatiques fixées par des textes réglementaires telles le vent 4 ou éventuellement la neige. - les charges amenées en cours d'exécution qui proviennent des équipements de chantier non visibles sur notre exemple. - les actions de la température dues aux variations d'ambiance en cours de journée 10.

II.2.4 Déformations et contraintes de calcul

II.2.4.1 Etat limite ultime de résistance

II.2.4.1.1 Hypothèses de calcul

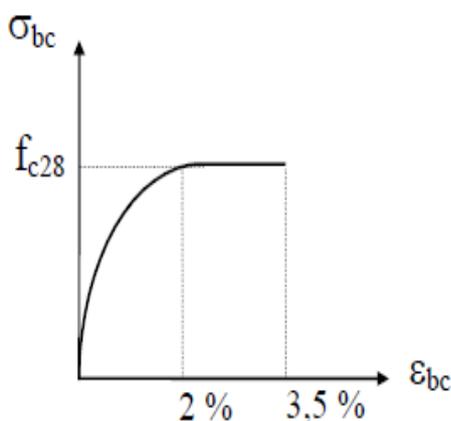
- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton (les déformations sont les mêmes pour les deux matériaux béton et acier);
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement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

- Le diagramme déformations-contraintes du béton.
- Le diagramme déformations-contraintes de l'acier.
- 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%.
- Le diagramme des déformations limites d'une section fait l'objet de la règle dite des «Trois pivots» A, B, C.

II.2.4.1.2 Diagrammes contraintes-déformations du béton

a/ Etat limite ultime (ELUR)

On adopte à l'état ultime de résistance le diagramme parabole-rectangle



$$0 \leq \varepsilon_{bc} < 2 \text{ / } \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} \left[1 - \left(\frac{2 \cdot 10^{-3} - \varepsilon_{bc}}{2 \cdot 10^{-3}} \right)^2 \right]$$

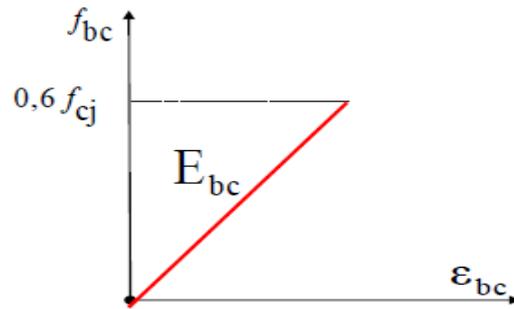
$$0 \leq \varepsilon_{bc} < 2 \text{ / } \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}$$

γ_b : coefficient de sécurité qui prend les valeurs

$$\gamma_b = 1,5 \text{ cas général}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ cas accidentel}$$

b/ Etat limite de service (ELS) : En adopte le diagramme linéaire suivant :



Avec :

E_b : module de déformation du béton

Coefficient d'équivalence : rapport E_s/E_b

E_s : module de déformation de l'acier sera limité uniquement dans l'état limité d'ouverture des fissures .

- 1- Fissuration peu préjudiciable \Rightarrow limitation à F_e (aucune vérification à faire)
- 2- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} < \min \left(\frac{2}{3} F_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$
- 3- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} < \min \left(\frac{1}{2} F_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$

η : Coefficient de fissuration $\Rightarrow \eta = 1$ pour rond lisse

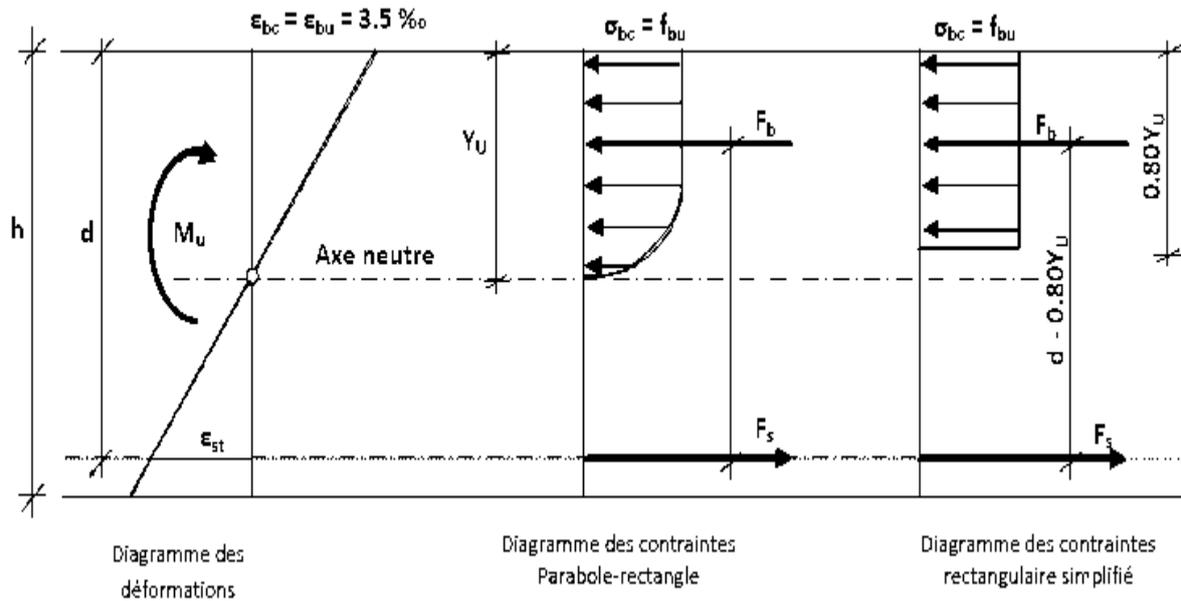


Figure. II.1 : Diagrammes déformations-contraintes du béton

Avec :

h : la hauteur totale de la section ; d : hauteur utile en flexion simple ;

y_u : position de la fibre neutre ;

σ_{bc} : contrainte de compression du béton ;

f_{bu} : résistance conventionnelle ultime à la compression ;

ε_{bc} : déformation du béton en compression.

La valeur f_{bu} de la contrainte de calcul pour une déformation comprise

entre 2 ‰ et 3,5 ‰ est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

f_{cj} : résistance caractéristique du béton en compression à jjour

γ_b : coefficient desécurité.

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas général

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

Exercice :

Déterminer les contraintes de calcul dans le cas des sollicitations durables, pour un poteau de section

- Section circulaire
- Section carrée.

Les armatures sont en FeE400 et la résistance du béton $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$

Solution :

1- Section carrée

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 20}{1,5} = 11,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

2- Section circulaire

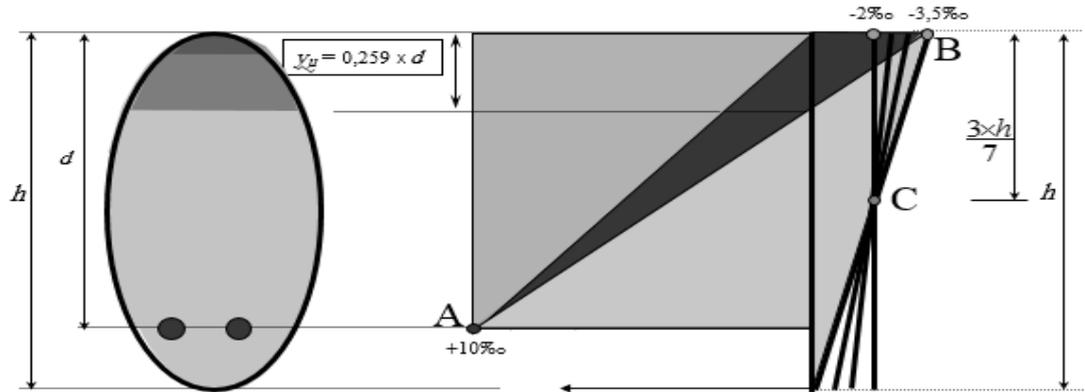
$$\sigma_b = \frac{0,80 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,80 \times 20}{1,5} = 10,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

II.2.4.1.3 Diagramme des déformations limites d'une section (Règles des trois pivots)

Le dimensionnement à l'état-limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C comme le montre la Figure. II.2.

Fibre la plus comprimée



Fibre tendue ou la moins comprimée

	Traction excentrée	} Pivot A
	Flexion simple ou composée	
	Flexion simple ou composée	Pivot B
	Compression excentrée	Pivot C

Figure. II.2 : Diagramme des déformations limites de la section.

Pivot A (Domaine1):Allongement de l'acier le plus tendu : $\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$;

Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

Pivot B (Domaine2):Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$;

Pièces soumises à la flexion simple ou composée (béton partiellement comprimé).

Pivot C (Domaine3):Raccourcissement du béton comprimé $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ pour $y_u = (3/7)h$;

Pièces soumises à la compression simple (Si la droite de déformation est parallèle à la droite représentative de la section avant déformation) ou à la flexion composée.

II.2.4.2 Etat limite de service

Les vérifications à effectuer portent sur :

un état limite de compression du béton

un état limite d'ouverture des fissures

II.2.4.1.1 Hypothèses de calcul

- ✓ Les sections droites restent planes après déformation ;
- ✓ Pas de glissement relatif entre armatures et béton $\varepsilon_b = \varepsilon_s$;
- ✓ La résistance à la traction du béton tendu n'est pas prise en compte dans les calculs ;
- ✓ Le béton et l'acier ont un comportement élastique linéaire;

Par convention, le rapport n du module d'élasticité longitudinale de l'acier sur celui du béton ou « coefficient d'équivalence » a pour valeur 15 ($E_s/E_b = n=15$).

II.2.4.1.2 Etat limite de compression du béton à l'ELS

La contrainte de compression du béton, symbole σ_{bc} , est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{cj}$$

II.2.4.1.3 Etat limite d'ouverture des fissures

Les formes et dimensions de chaque élément, ainsi que les dispositions des armatures, sont conçues de manière à limiter la probabilité d'apparition de fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation de l'ouvrage, car les fissures de largeur excessive peuvent compromettre l'aspect des parements, l'étanchéité des parois, la tenue des armatures vis-à-vis de la corrosion. Donc pour limiter la fissuration, la contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

II.2.4.3 Contraintes limites de traction des aciers

Cas où la fissuration est considérée comme peu préjudiciable (locaux couverts et clos non soumis aux condensations) :

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e$$

Cas où la fissuration est considérée comme préjudiciable : la structure est exposées aux intempéries (pluie, neige, vent...) ou bien en contact avec l'eau) :

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{nf_{tj}} \right]$$

f_e : limite élastique.

η : coefficient de fissuration, avec :

$\eta = 1$ pour ronds lisse

$\eta = 1,6$ pour H.A (diamètres ≥ 6 mm)

$\eta = 1,3$ pour H.A (diamètres < 6 mm)

f_{tj} : la contrainte du béton à la traction à j jours.

Cas où la fissuration est considérée comme très préjudiciable : la structure est exposée à un milieu agressif.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{nf_{tj}} \right]$$

II.2.5 Condition de non - fragilité

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.

Une section minimum d'armatures longitudinales est imposée réglementairement. Cette section doit équilibrer la sollicitation de fissuration du béton non armé.

Pour des pièces soumises à la traction simple, la condition de non-fragilité s'écrit comme suit :

$$A_{st} \geq B \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

B : section totale du béton tendu.

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

Exercice :

Une poutre de section carrée (25×25) cm^2 sollicité par un effort normale de traction à E.L.U $N_u = 0,45$ MN. Les matériaux sont FeE400 et $f_{c28} = 20$ MPa. La fissuration est préjudiciable ($\sigma_{st} = 186,67$ MPa). La section d'armatures à

$$ELUR A_{st} = 12.93 \text{ cm}^2.$$

- Vérifier la condition de non fragilité.

Solution :

$$A_{st} = 12.93 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = B \frac{f_{t28}}{f_e} = (25 \times 25) \frac{1.8}{400} = 2.8 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité et vérifier

Chapitre III :

Adhérence et ancrage

III.1 Adhérence acier-béton

III.1.1 Définition

Dans les constructions en béton armé les efforts sont appliqués au béton et non pas aux aciers ceux-ci seront sollicités grâce à liaisons avec le béton. La transmission des efforts à lieu le long de la surface latérale des barres grâce au phénomène d'adhérence. L'adhérence désigne l'action des forces de liaisons qui s'opposent au glissement des barres suivant l'axe par rapport au béton qui l'entoure. Ces forces de liaisons sont mesurées par la contrainte d'adhérence qui est définie comme étant le rapport entre la variation par unité de longueur de l'effort axial équilibré par la barre et le périmètre de cette barre scellée dans un massif en béton.

L'association béton /acier est efficace pour les raisons suivantes :

- Le béton résiste aux essais à la compression.
- L 'acier résiste aux essais à la traction.
- L 'acier adhère au béton, ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.
- Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton et en plus le béton protège l'acier de la corrosion.
- Le coefficient de dilatation des deux matériaux est pratiquement le même.

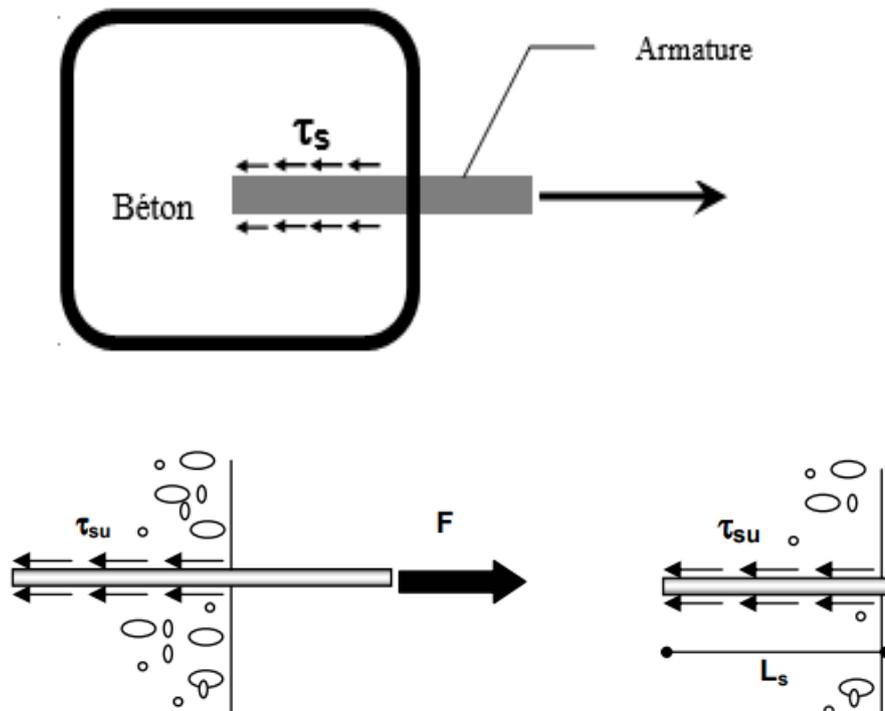


Figure.III.1 : Types de ruptures dans un essai d'arrachement d'une barre.

V.1.2 Contrainte d'adhérence

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

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

Avec :

dF/dx : la variation par unité de longueur de l'effort axial exercé sur l'armature

u : le périmètre utile d'une barre ou d'un paquet de barres.

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

U : le périmètre de la barre

V.1.3 Contrainte limitée d'adhérence

Pour but d'empêcher le glissement des armatures dans le béton qui l'entoure, il faut limiter la contrainte d'adhérence à la valeur suivante :

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

Avec :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Ψ : Coefficient de scellement.

$\Psi = 1$ pour R.L

$\Psi = 1,5$ pour H.A

Exemple :

Pour une barre HA dans du béton de $f_{c28} = 25$ MPa, calculer la contrainte

limite d'adhérence

τ_s .

Solution :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

On a : $\tau_s = 0,6 \cdot \Psi^2 \cdot f_{tj}$

$\Psi = 1,5$ pour H.A

$$\text{D'où } \tau_s = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

V.2 Ancrage des aciers

III.2.1 Ancrage droit

Lorsque l'effort de traction exercé sur une barre est entièrement équilibré par l'adhérence entre le béton et l'acier dans la zone d'ancrage en parle d'un ancrage droit.

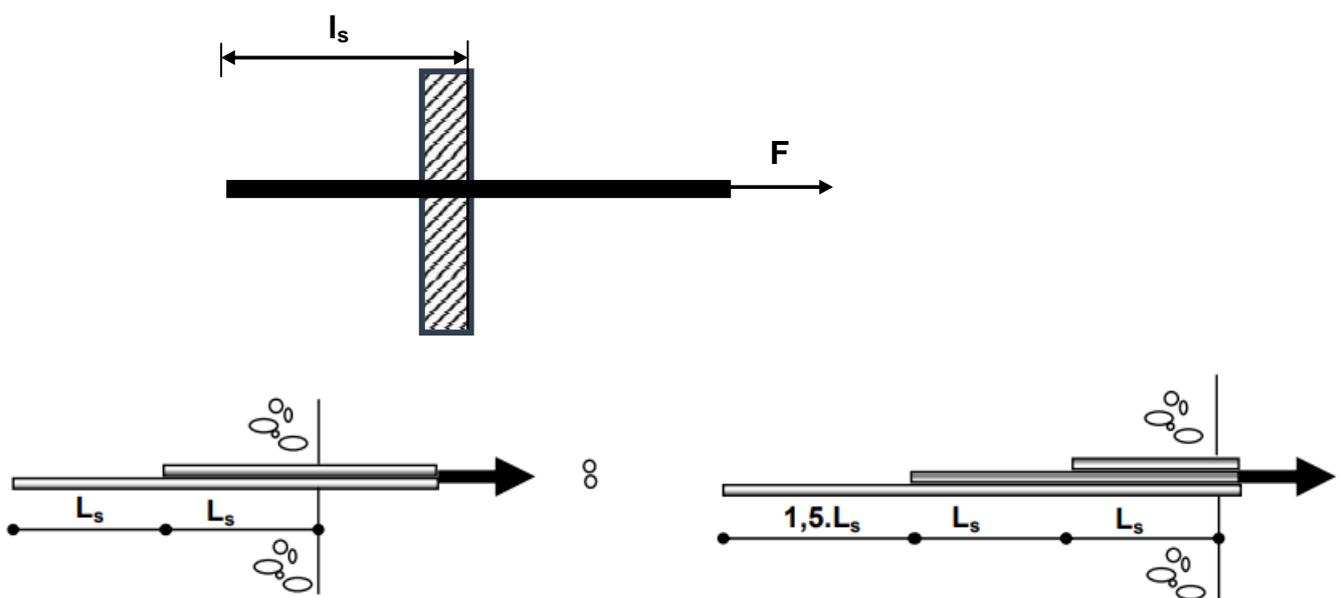
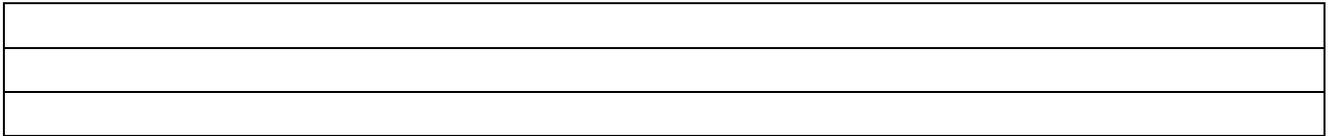


Figure. III.2 : Ancrage droit



La longueur de scellement droit l_s se calcule selon la formule suivante :

$$l_s = \frac{\Phi \cdot f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

Φ : diamètre de la barre

τ_{su} : contrainte d'adhérence

f_e limite élastique de l'acier

Exemple :

Calculer la longueur de scellement droit d'une barre HA20 de limite élastique $f_e = 500$ MPa dans un béton de résistance $f_{c28} = 25$ MPa.

Solution :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \tau_s = 0,6 \cdot \Psi^2 \cdot f_{tj}$$

$$\Psi = 1,5 \text{ pour H.A}$$

$$\tau_s = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 2,84 \text{ MPa}$$

$$D'où : l_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{su}} = \frac{\sigma \times 500}{4 \times 2.84} = 44\sigma$$

Soit pour une barre HA20, un scellement de 88cm

III.2.2 Ancrage courbe

Un ancrage courbe est composé de deux parties droites AB et CD de longueurs l_2 et l_1 respectivement, et d'une partie courbe BC de rayon de courbure r et d'angle θ comme le montre la figure.V.3.

l_a : longueur d'ancrage

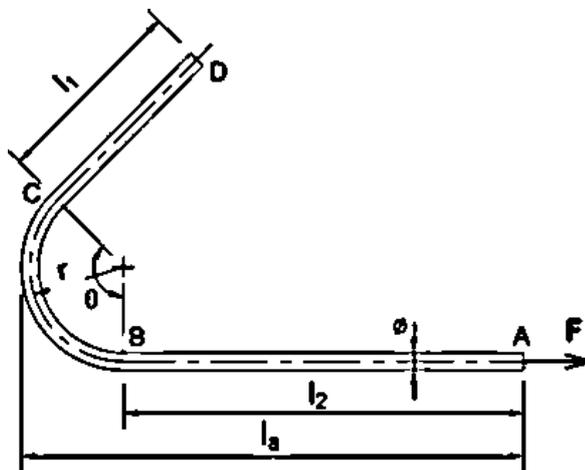


Figure. III.3 : Ancrage courbe de barres tendues

III.2.2 Le rayon de courbure minimum

Selon le règlement BAEL, les ancrages par courbure doivent être réalisés suivant les rayons minimaux suivants:

- 1) *Aciers en barres ronds lisses:*

- Façonnage des crochets : $r \geq 3\emptyset$
- Façonnage des cadres, étriers, épingles : $r \geq 2\emptyset$

2) Aciers en barres à haute adhérence :

- Façonnage des crochets : $r \geq 2\emptyset$
- Façonnage des cadres, étriers, épingles : $r \geq 2 \emptyset$ engénéral

III.2.3 Caractéristiques des crochetscourants

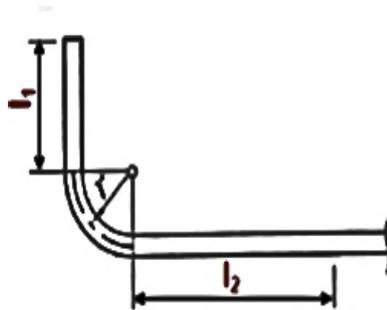


Figure. III.4 : Ancrage courbe pour un angle $\theta = 90^\circ$
 $(l_s = 1.87 l_1 + l_2 + 2.19 r)$

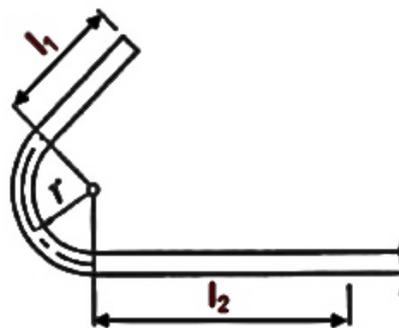


Figure. III.5 : Ancrage courbe pour un angle $\theta = 120^\circ$
 $(l_s = 2.31 l_1 + l_2 + 3.28 r)$

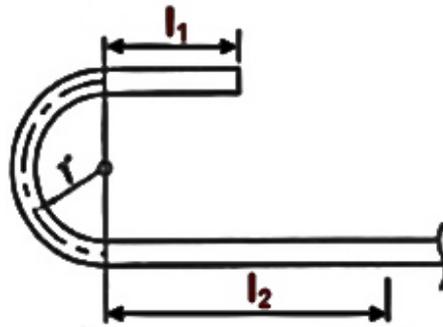


Figure. III.6 : Ancrage courbe pour un angle $\theta = 180^\circ$

$$(l_s = 2.57 l_1 + l_2 + 3.92 r)$$

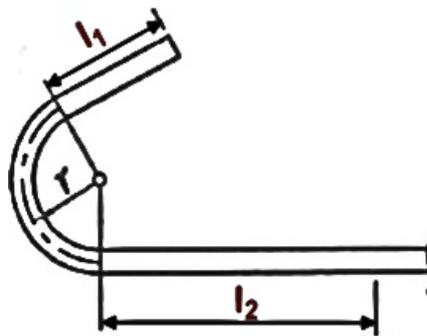


Figure. III.7 : Ancrage courbe pour un angle $\theta = 135^\circ$

$$(l_s = 3.51 l_1 + l_2 + 6.28 r)$$

Exercice 3 :

Déterminer la longueur droite CD pour que la barre soit totalement ancrée au point

A :

Soit le crochet à 135° (figure. III.8)

On donne :

$\theta = 135^\circ$, $r = 5.5\text{m}$, Barre HA16, $AB = 6\text{cm}$

$f_e = 500\text{ MPa}$; $f_{c28} = 25\text{ MPa}$; $\tau_{su} = 2,84\text{ MPa}$

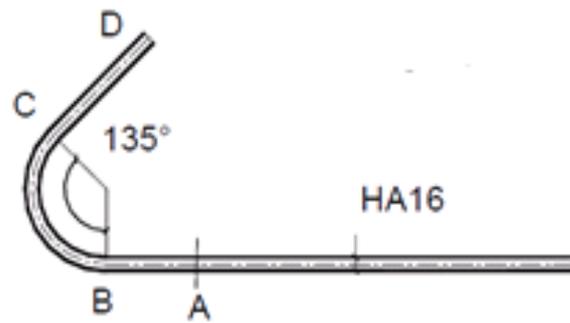


Figure. III.8 : Ancrage courbe pour un angle $\theta = 135^\circ$

Solution :

$$\begin{aligned} F_A &= [\pi \cdot \Phi^2 / 4] \cdot f_e \\ &= \pi \cdot (0,016)^2 \cdot 500 / 4 \\ &= 0,100 \text{ MN} \end{aligned}$$

L'effort en B sera plus faible du fait de l'adhérence le long d'AB

$$\begin{aligned} F_B &= F_A - \pi \cdot \Phi \cdot L_{AB} \cdot \tau_{su} \\ &= 0,100 - \pi \cdot 0,016 \cdot 0,06 \cdot 2,84 \\ &= 0,092 \text{ MN} \end{aligned}$$

L'effort en C est déterminé par l'équation de l'ancrage courbe

$$\begin{aligned} F_C &= F_B \cdot e^{-0,4\theta} - \pi \cdot \Phi \cdot r \cdot \tau_{su} [1 - e^{-0,4\theta}] / 0,4 \\ &= 0,092 \cdot 0,39 - \pi \cdot 0,016 \cdot 5,5 \cdot 2,84 \cdot 1,53 \\ &= -1,1647 \text{ MN} \end{aligned}$$

La longueur droite CD doit donc permettre d'ancrer cet effort

$$F_c = \pi \cdot \Phi \cdot L_{CD} \cdot \tau_{su}$$

$$= \pi \cdot 0,016 \cdot \text{LCD} \cdot 2,84$$

$$= -1.1647$$

D'où la longueur droite LCD= 8,16 m

Exercice 4 :

Déterminez la longueur de scellement droit d'une barre de nuance FeE400 et de diamètre 16 mm avec $f_{c28} = 25\text{MPa}$. -Puis recalculer pour un ancrage courbe de 180° .

Solution :

1°- Ancrage rectiligne :

$$L_s = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_e}{\tau_s} \quad \text{avec} \quad \tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = 0,6 \cdot (1,5) \cdot 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \psi = 1,5 \text{ pour HA.}$$

$$\text{Donc :} \quad L_s = \frac{16}{4} \cdot \frac{400}{2,83} = 565,37 \text{ mm} \approx 566 \text{ mm.}$$

2°- Ancrage courbe :

$$L_2 = L_s - \alpha \cdot L_1 - \beta \cdot r$$

$$L_s = 566 \text{ mm.} \quad ; \quad r = 5,5 \cdot \emptyset \quad ; \quad \emptyset = 16 \text{ mm} \quad ; \quad L_1 = 2 \cdot \emptyset$$

$$L_2 = 566 - 3,51 \cdot (2 \times 16) - 6,28 \cdot (5,5 \times 16)$$

$$L_2 < 0 \Rightarrow L_2 = 0$$

$$L = L_2 + r + \frac{\phi}{2} = 0 + 5,5 \times 16 + \frac{16}{2}$$

$$L = 96 \text{ mm.}$$

Exercice 5 :

Chercher la longueur minimum d'encombrement du crochet 180° équivalent à un scellement droit. Barre HA et $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

Solution :

Contrainte de scellement droit

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot (0,6 + 0,06 \times 25) = 2,84 \text{ MPa}$$

Efforts au point A, B, C et D :

$$F_D = 0 \quad (\text{extrémité libre de la barre})$$

$$F_C = \pi \cdot \Phi \cdot X \cdot \tau_{su} \quad (\text{ancrage droit entre D et C})$$

$$F_A = [\pi \cdot \Phi^2 / 4] \cdot f_e \quad (\text{effort de traction = section} \times \text{contrainte})$$

$$F_B = F_A - \pi \cdot \Phi \cdot X \cdot \tau_{su} \quad (\text{ancrage droit entre A et B})$$

Relation entre l'effort à la sortie et l'effort à l'entrée de la courbure:

$$F_C = F_B \cdot e^{-0,4\theta} - \pi \cdot \Phi \cdot r \cdot \tau_{su} [1 - e^{-0,4\theta}] / 0,4$$

$$F_C = F_B \cdot 0,28 - \pi \cdot \Phi \cdot r \cdot \tau_{su} \cdot 1,79$$

$$\pi \cdot \Phi \cdot X \cdot \tau_{su} = 0,28 \cdot ([\pi \cdot \Phi^2 / 4] \cdot f_e - \pi \cdot \Phi \cdot X \cdot \tau_{su}) - \pi \cdot \Phi \cdot 5,5\Phi \cdot \tau_{su} \cdot 1,79$$

$$\pi \cdot \Phi \cdot X \cdot 2,84 = 0,28 \cdot \pi \cdot \Phi^2 \cdot 500 / 4 - 0,28 \cdot \pi \cdot \Phi \cdot X \cdot 2,84 - \pi \cdot \Phi \cdot 5,5\Phi \cdot 2,84 \cdot 1,79$$

en simplifiant par $\pi \cdot \Phi$

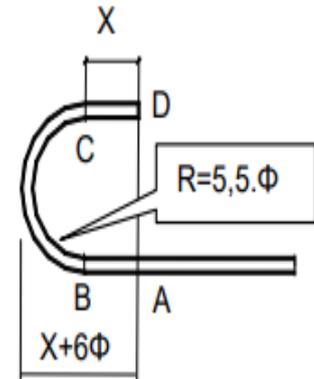
$$X \cdot 2,84 = 0,28 \cdot \Phi \cdot 500 / 4 - 0,28 \cdot X \cdot 2,84 - 5,5\Phi \cdot 2,84 \cdot 1,79$$

$$X (2,84 + 0,28 \cdot 2,84) = 0,28 \cdot \Phi \cdot 500 / 4 - 5,5\Phi \cdot 2,84 \cdot 1,79$$

$$X = 2\Phi$$

$$\text{Encombrement} = (6+2) \cdot \Phi = 8\Phi$$

$$\text{Longueur développée} = (2+2+5,5\pi) \cdot \Phi = 21\Phi < 44\Phi$$

**NB : Cas des constructions en zone sismique**

L'emploi de coudes ou crochets dans les pièces comprimées ou les parties comprimées des pièces fléchies est interdit. Toutefois en cas de nécessité (liaison avec une semelle de fondation, voisinage d'une surface libre, etc.), les ancrages d'extrémité peuvent être assurés au moyen de

coudes à 90°.

Toutes les longueurs de recouvrement ou d'ancrage sont à majorer de 30% pour la part située hors zone critique et de 50% pour la part située dans la zone critique.

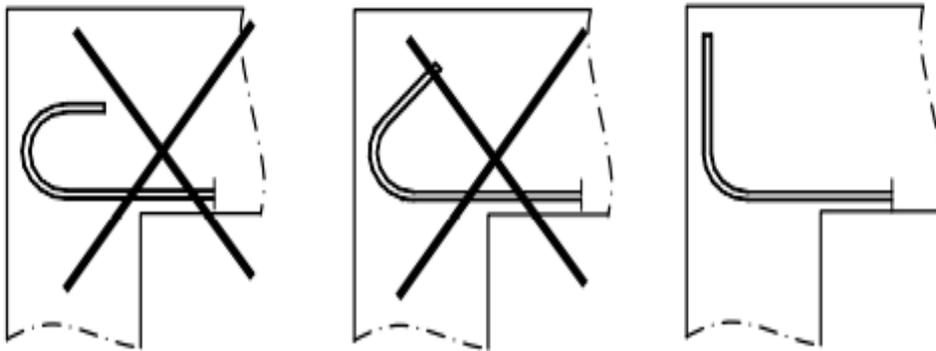


Figure.III.9 : Ancrages en zone sismique

III.2.3 Ancrage des cadres, étriers et épingles

Les cadres, les étriers et les épingles sont assurés par courbure suivant le rayon minimal, si les parties courbes sont prolongées par des parties rectilignes de longueur au moins égale à (Figure. III.10):

- 5 \emptyset pour un arc de cercle de 180°;
- 10 \emptyset pour un arc de cercle de 135°;
- 15 \emptyset pour un arc de cercle de 90°,

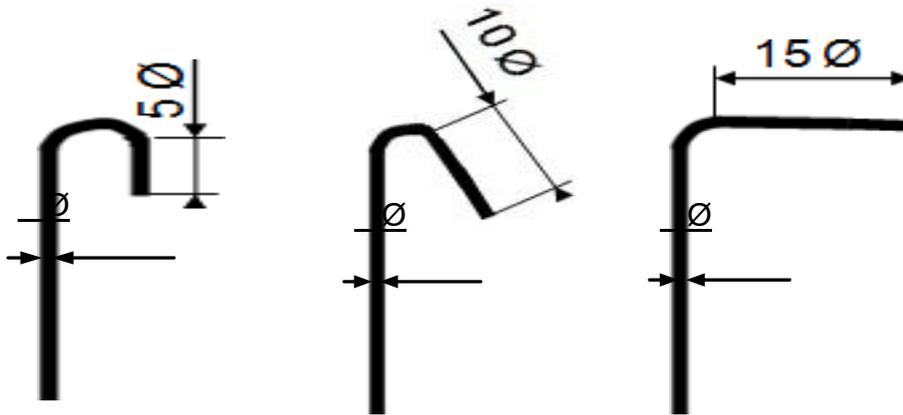


Figure. III.10 : Ancrage des cadres, étriers et épingle.

III.3 Recouvrements

Vu la longueur limitée des barres commercialisées, certains éléments de grande longueur nécessitent l'utilisation de plusieurs barres pour assurer la continuité des armatures, et par suite la continuité de la transmission des efforts. Pour assurer cette fonction, il faut réaliser une jonction par recouvrement entre deux barres identiques sur une certaine longueur appelée "longueur de recouvrement" et qui est représentée par " l_r ".

III.3.1 Barres rectilignes sans crochets

III.3.1.1 Barres tendues

a. continuité par simple recouvrement

Dans certains cas, pour assurer la continuité de la transmission des efforts, il faut réaliser une jonction par recouvrement entre deux barres identiques sur une certaine longueur appelée «longueur de recouvrement» et notée «L ».

- Si les barres sont espacées d'une distance «c» inférieure à 5 fois leur diamètre, la longueur de recouvrement est égale à la longueur de scellement droit L_s . En d'autres termes, **si $c \leq 5d$, $L = L_s$.**
- Si les barres sont espacées de plus de 5 fois leur diamètre, la transmission de l'effort d'une barre à l'autre se fait à travers des bielles de béton à 45° situées dans le plan des deux barres. La longueur de recouvrement est égale à la longueur de scellement droit plus la distance «c» entre les deux barres. En d'autres termes, **si $c > 5d$, $L = L_s + c$**

b. Recouvrement par couvre-joint



Figure. III.11 : Recouvrement par couvre-joint ($l_r = 2 l_s$)

III.3.1.2 Barres comprimées

a. continuité par un simple recouvrement



Figure. III.12 : Simple recouvrement des extrémités des barres comprimées
($l_r = 0.6 l_s$)

III.4 Dispositions constructives diverses

V.4.1 Protection des armatures

Le bon fonctionnement de l'association acier-béton n'est effectif que si les armatures sont correctement enrobées de béton. L'enrobage est défini comme étant la distance de l'axe d'une armature à la paroi la plus voisine diminuée du rayon nominal de cette armature. Un enrobage correct assurera la bonne transmission des efforts du béton aux armatures, l'acier se substituant alors efficacement au béton tendu défailant.

L'enrobage d'une cage d'armatures doit respecter des valeurs minimales qui sont fonction du type d'ouvrage :

- ✓ $e = 5\text{cm}$ pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères agressives.
- ✓ $e = 3\text{cm}$ pour des parois coffrées ou non qui sont soumises à des intempéries ou des condensations. $e = 1\text{cm}$ pour des parois situées dans des locaux couverts et clos et qui ne sont pas exposés aux condensations.

V.4.2 Possibilités de bétonnage correct

L'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur du paquet dont elle fait partie dans le cas contraire. De même, la distance entre 2 armatures doit être au moins égale à leur diamètre si elles sont isolées, ou à la largeur des paquets dont elles font partie dans le cas contraire. En outre, cette distance doit être au moins égale à la dimension du plus gros granulats, c_g , dans la direction verticale et à $1,5c_g$ dans la direction horizontale.

V.4.3 Poussée au vide

Lorsque des aciers non rectilignes sont en traction, il se développe des contraintes dans le béton avoisinant qui risquent de le faire éclater : c'est le phénomène de poussée au vide. L'armature ne doit pas être placée trop près de la paroi, au risque de la faire éclater ; sinon une ligature est mise en place afin d'ancrer la barre dans le béton.

Chapitre V :

Compression simple

IV.1 Définition

Une pièce en béton armé est soumise aux actions centrées lorsqu'elle est soumise à deux forces directement opposées, appliquées au centre des surfaces extrêmes, qui tendent à l'allonger (à la raccourcir). Ceci veut dire que dans toute section droite de cette pièce n'existe qu'un effort normal N appliqué au centre de gravité. S'il s'agit d'un effort normal de traction N^+ , on parle de la traction simple (Figure. IV.1), c'est le cas des tirants. Mais s'il s'agit d'un effort normal de compression N^- , on dit que la pièce est soumise à la compression simple (Figure. IV.1), comme le cas d'un pilier symétriquement chargé.

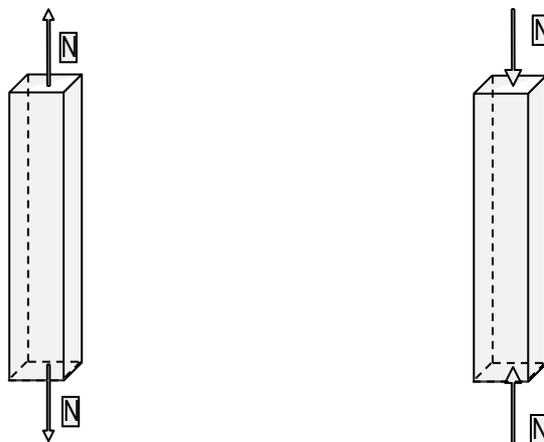


Figure. IV.1 : Poteau soumise aux actions centrées.

IV.3 Compression simple

IV.3.1 Hypothèses de calcul

- l'excentricité de l'effort normal est petite : On considérera le poteau en

compression centrée si

Le moment en tête de poteau (encastrement des poutres) n'entraîne qu'une faible excentricité telle que $e=M/N$.

- l'imperfection de rectitude est inférieure à : $\text{Max}(1\text{ cm} ; l_0 \text{ (la longueur libre)}/500)$,
- l'élancement est inférieur à 70
- Dans un poteau sollicité en «compression centrée» le centre de gravité du béton et celui des armatures sont confondus,
- Les règles BAEL n'imposent aucune condition à l'ELS pour les poteaux en compression centrée. Par conséquent, le dimensionnement et la détermination des armatures doivent se faire uniquement à l'ELU.
- La section de béton étant entièrement comprimée, le diagramme des déformations passe par le Pivot C ($\epsilon_{bc}=2\text{‰}$).
- Il n'y a pas de glissement relatif entre l'acier et le béton ($\epsilon_{bc} = \epsilon_{sc} = 2\text{‰}$).

IV.3.2 Combinaison d'action de base

Dans les cas les plus courants, l'unique combinaison d'actions à considérer est :

$$1.35 G + 1.5 Q$$

Avec :

G : charges verticales

permanentes Q : charges

verticales d'exploitation

IV.3.3 Longueur de flambement et élancement d'un poteau

IV.3.3.1 Longueur de flambement

Sous l'influence d'un effort de compression, les poteaux peuvent s'avérer instables et flamber. Il est donc nécessaire de prendre en compte dans les calculs une longueur fictive du poteau appelée longueur de flambement l_f à la place de sa longueur réelle (appelée aussi longueur libre) l_0 .

La longueur de flambement l_f dépend du type de liaison présente aux extrémités de l'élément considéré (Figure. III.2).

- Cas du poteau isolé

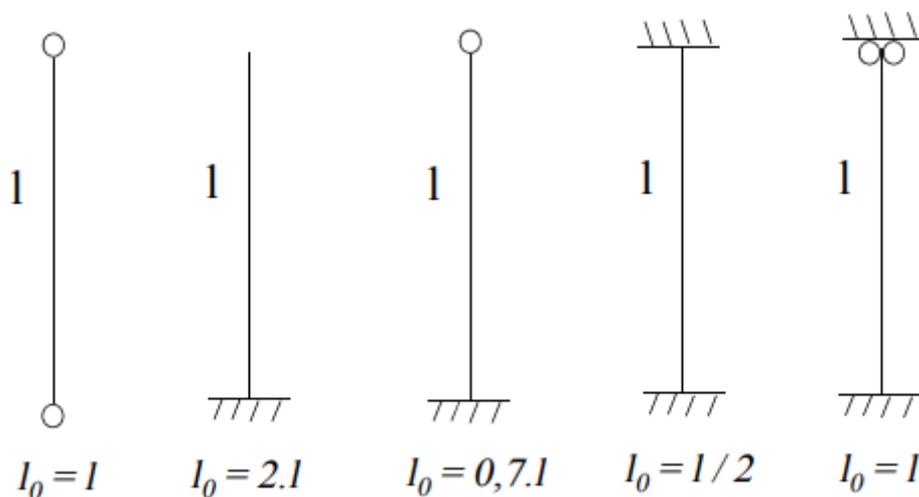


Figure. IV.2 : Relation entre la longueur libre et la longueur de flambement

- Cas des bâtiments :

l_0 : la longueur libre du poteau: entre faces supérieures de deux planchers consécutifs;

• **Cas d'un étage courant :**

$l_f = 0.707l_0$ (si les inerties des poutres sont supérieures à l'inertie du poteau : $I_{poutre1} \geq I_{poteau}$ et $I_{poutre 2} \geq I_{poteau1}$)

• **Cas d'un poteau sur fondation:**

$l_f = 0.707l_0$ (si l'inertie de la poutre est supérieure à l'inertie du poteau : $I_{poutre} \geq I_{poteau}$)

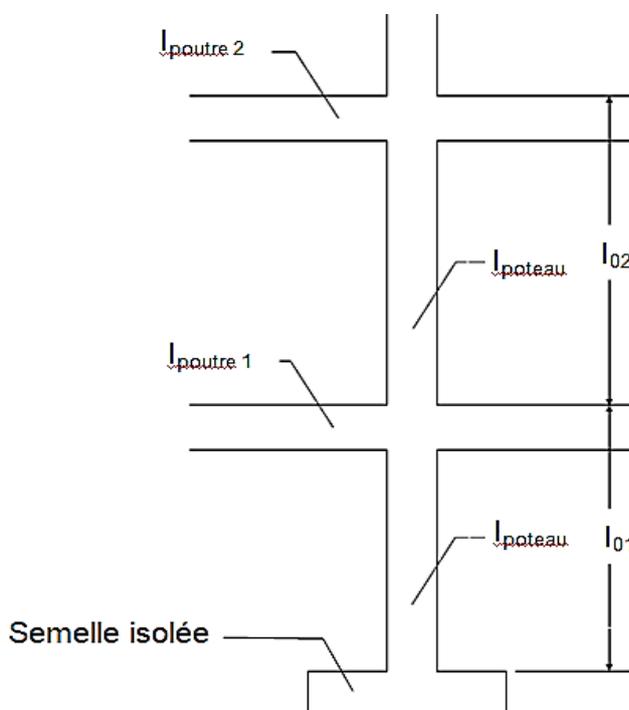


Figure. IV.3 : Longueur de flambement pour un bâtiment.

IV.3.4 L'élancement

L'élancement est désigné par le symbole λ , il est défini comme étant le rapport de la longueur de flambement l_f sur le rayon minimal de giration i_{min} :

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{min}} \dots \dots \dots (3.9)$$

Et
$$i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{B}}$$

- I_{min} : est le moment quadratique minimum de la section dupoteau
- B : est la section dupoteau.

IV.3.5 Calcul à l'état limite ultime derésistance

Selon la condition de résistance, la sollicitation agissante N_u doit être au plus égale à la sollicitation résistante $N_{ulimite}$:

$$N_u \leq N_{u (limite)} \dots \dots \dots (3.10)$$

L'effort normal limite théorique est :

$$N_{u (limite)} = B f_{bu} + A_{sc} \sigma_{sc} \dots \dots \dots (3.11)$$

IV.3.6 Calcul à l'état limite ultime de stabilité deforme

L'effort normal de compression agissant sur un poteau en béton armé doit être inférieur ou égal à :

$$N_{u(limite)} \leq \alpha \left(\frac{B r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

A_s : la section d'acier comprimé ;

Br : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle de 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ;

$$B_r = (a - 2 \text{ cm}) (b - 2 \text{ cm})$$

α : coefficient en fonction de l'élançement

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

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

Les valeurs de α sont à diviser par 1.10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours. Lorsque la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours, on prend la contrainte f_{cj} au lieu de f_{c28} et le coefficient de réduction est de 1.20 au lieu de 1.10.

IV.3.7 Armatures longitudinales

$$N_{u(\text{limite})} \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

D'où

$$A_s = \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right) \frac{1}{\sigma_s}$$

- Calcul de la section minimale

-

$$A_{\min} = \max(4u, 0.2\%B)$$

u : le périmètre de la section en mètre

- Calcul de la section maximale

-

$$A_{max} = 0.5\%B$$

On doit vérifier :

$$A_{min} \leq A_s \leq A_{max}$$

IV.3.8 Armatures transversales

Le rôle principal des armatures transversales est d'empêcher le flambage des aciers longitudinaux. Les armatures transversales sont disposées en cours successifs plans et normaux à l'axe longitudinal de la pièce.

a. Le diamètre:

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal au tiers du diamètre des armatures longitudinales (l) qu'elles maintiennent :

$$\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_{lmax}}{3}$$

b. L'espacement :

$$St = \min (40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm}; 15 l_{min})$$

a : la plus petite dimension de la pièce (mesurée sur la section).

- Les armatures transversales sont disposées le long de la poutre, elles sont très rapprochées au niveau des appuis parce que l'effort tranchant est maximum.
- Les armatures transversales sont attachées aux barres longitudinales en maintenant leurs écartements.

NB : dans les zones de recouvrement Il faut placer au moins 3 nappes d'armatures transversales.



Cadre



Etrier

IV.3.9 Dispositions constructives

a. L'enrobage

- L'enrobage cde toute armature est au moins égal à (Figure.IV.4) :
- 5 cm pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrieschimiques) ;
- 3 cm pour les parois soumises à des actions agressives, à des intempéries ou à descondensations ;
- 1 cm pour les parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées auxcondensations.
- En plus : $c \geq 1$ et c_g (diamètres maxi respectivement des aciers longitudinaux et desgranulats)

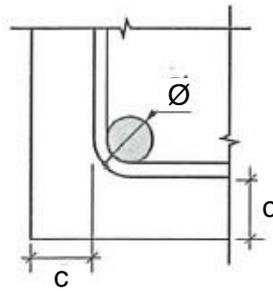


Figure. IV.4 : Enrobage de toute armature.

b. L'espace entre les armatures longitudinales:

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.

Dans une pièce de section rectangulaire, la distance maximale de deux armatures voisines sur une même face doit être :

$$\leq \text{Min} (40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm}) \text{ a étant la plus petite dimension transversale.}$$

Conditions :

- Si $\lambda \leq 35$ toutes les armatures longitudinales sont à prendre en compte dans le calcul de résistance.
- Si $\lambda > 35$ il ne sera 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, si le rapport des cotés est compris entre 0.9 et 1.1 on

applique la règle des poteaux carrés, dans les autres poteaux rectangulaires il s'agit des aciers disposés le long des grands côtés de la section.

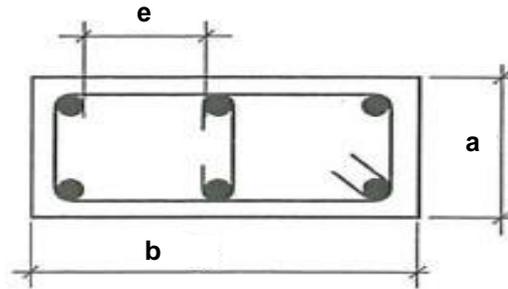


Figure. IV.5 : L'espace entre les armatures longitudinales

c. La longueur de recouvrement:

La longueur de recouvrement l_r est au moins égale à:

$$l_r = 0.6l_s$$

Avec :

l_s est la longueur de scellement droit.

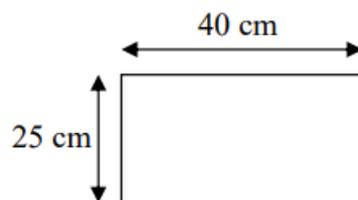
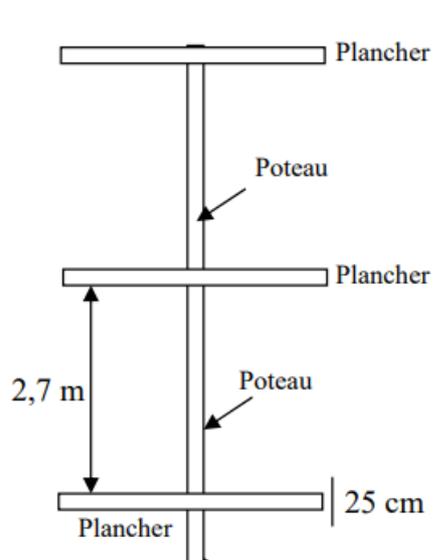
Remarques :

- Les éléments de structures BA soumis à une sollicitation de compression simple seront considérés comme des poteaux sous chargement centrée.
- On admet que les effets des forces horizontales (vent, séisme) sont équilibrés par les contreventements tels que les voiles, les cages d'escaliers. Dans le cas contraire,

on fera un calcul en flexion composée ou en stabilité de forme (vérification à l'ELS).

Exercice 1:

soit un bâtiment à usage multiple. Déterminer les armatures du poteaux



La section du poteau

$$N_g = 0,7 \text{ MN}$$

$$N_q = 0,35 \text{ MN}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

FeE400

Solution :

$$N_u = 1,35 \cdot N_g + 1,5 \cdot N_q = 1,5 \cdot 0,7 + 1,5 \cdot 0,35 = 1,47 \text{ MN.}$$

$$L_0 = 2,7 + 0,25 = 2,95 \text{ m.}$$

La longueur de flambement : $L_f = 0,7 \cdot L_0 = 0,7 \cdot 2,95 = 2,065 \text{ m.}$

Le rayon de giration : $i_{\min} = \frac{a}{2\sqrt{3}} = \frac{25}{2\sqrt{3}} = 7,22 \text{ cm}$

L'élanement : $\lambda = \frac{L_f}{i_{\min}} = \frac{206,5}{7,22} = 28,31$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{28,31}{35}\right)^2} = 0,75$$

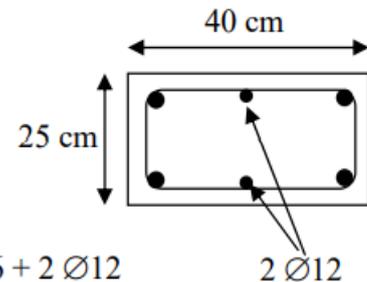
La section réduite: $Br = (40 - 2) \times (25 - 2) = 874 \text{ cm}^2.$

La section d'armature : $A_{sc} \geq \left(\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(\frac{1,47}{0,75} - \frac{0,874 \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5} \right) \cdot \frac{1,15}{400}$

$$A_{sc} \geq 9,81 \text{ cm}^2.$$

$$A_{scmin} = 0,1\% \cdot B = 0,1 \cdot \frac{25 \times 40}{100} = 1 \text{ cm}^2.$$

$$A_{scmax} = 4\% \cdot B = 4 \cdot \frac{25 \times 40}{100} = 40 \text{ cm}^2.$$



D'où : $A_{scmin} \leq A_{sc} \leq A_{scmax}$ et le choix peut être : 4 Ø16 + 2 Ø12

Exercice 2:

On veut ferrailer le poteau intérieur P5 et sa semelle S5 d'un local à rez- de-chaussée avec terrasse accessible (voir plan de coffrage ci-joint)

On donne :

o Bétonfc28 = 22 MPa

o Acier longitudinalFeE400

o La majorité des charges est appliquée avant 90 jours.

o Enrobage des aciers 2cm pour poteau o Niveau du dallage..... : ± 0.00

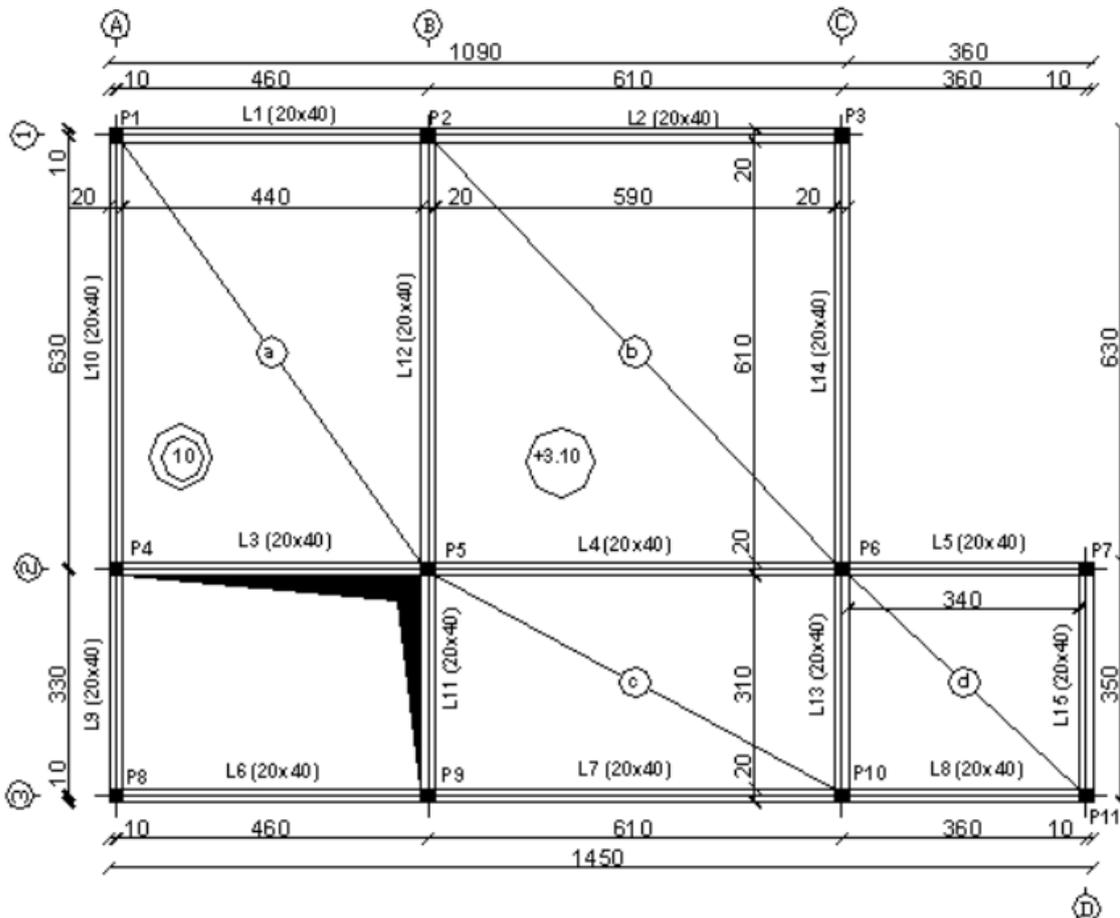
m

o Niveau supérieur des semelles isolées.....: - 0.80 m

o Contrainte admise sur le sol $\sigma_{sol} = 0.2$ MPa

o Fissuration préjudiciable. On vous demande de :

1. Déterminer les charges qui sollicitent le poteau P5 à l'E.LU et à l'E.LS.
2. Calculer le ferrailage complet du poteau en prenant $N_u = 230$ KN
3. Faîtes un schéma de ferrailage de la section du poteau.
4. Déterminer les dimensions de la semelle S5 sachant que $N_u = 230$ KN et $N_{ser} = 166$ KN (A : largeur, B:longueur, h:hauteur totale, d:hauteur utile)
5. Calculer les armatures des deux nappes de la semelle à l'E.L.U et à l'E.L.S.
6. Faîtes un schéma représentatif du ferrailage de la semelle en respectant les dispositions constructives.



1) Actions permanentes :

- Poids de la dalle : $25 \times 0.1 [(3.05 \times 5.15) + (1.55 \times 2.95)] = 50.7 \text{ KN}$
- Poids propre des poutres : $25 \times 0.2 \times 0.4 (3.05 + 2.95 + 2.2 + 1.55) = 19.5 \text{ KN}$
- Poids du revêtement : $1.75 \times [(4.8 \times 2.95) + (2.4 \times 3.05)] = 37.59 \text{ KN}$
- Poids du poteau : $(0.2)^2 \times 3.9 \times 25 = 3.9 \text{ KN}$ $G = 111.69 \text{ KN}$

2) Action variable

- Terrasse inaccessible :
- $Q = 1.5 \times [(4.8 \times 2.95) + (2.4 \times 3.05)] = 32.22 \text{ KN}$ $Q = 32.22 \text{ KN}$

* Effort de compression

$$N_u = 1.15(1.35 G + 1.5 Q) = 1.15[1.35(111.69) + 1.5(32.22)]$$

$$= 1.15 \times 199.11 = 228.978 \text{ KN}$$

$$N_u = 0.23 \text{ MN}$$

$$N_{ser} = 1.15(G + Q) = 1.15(111.69 + 32.22)$$

$$= 1.15 \times 143.91 = 165.496 \text{ KN}$$

3) Ferrailage du poteau

- Armatures longitudinales

$$N_u = 0.23 \text{ MN}$$

$$l_f = 0.7 \times 3.9 = 2.73 \text{ m}$$

$$\lambda = 47.28$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\chi}{35} \right)^2} = \mathbf{0.566}$$

$$B_r = (0.18)^2 = \mathbf{0.0324 \text{ m}^2}$$

$$A_{th} \geq \left[\frac{0.23}{0.566} - \frac{0.0324 \times 22}{1.35} \right] \frac{1.15}{400} = \mathbf{-3.4910^{-4} \text{ m}^2}$$

$$A_{min} = \max(4u, 0.2B/100) = \max(3.2; 0.8)$$

$$A_{min} = 3.2 \text{ cm}^2 \quad \text{d'ou} \quad A_{sc} = 3.2 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 4 HA 12 (4.52 cm}^2)$$

- Armatures transversales

$$\emptyset_t = \emptyset_{lmax} / 3 = 12/3 = 4 \text{ mm on prend } \emptyset_t = 6 \text{ mm}$$

$$t < \min \{ 0.4; a+0.1; 15 \emptyset_{lmin} \}$$

$$t < \min \{ 40 \text{ cm}; 30; 18 \} \rightarrow t < 18 \text{ cm}$$

$$\text{on prend } t = 15 \text{ cm}$$

Exercice 3:

Soit un poteau soumis à $N'_u = 980 \text{ kN}$, de section $40 \times 20 \text{ cm}^2$. $L_f = 3.0 \text{ m}$; $FeE400$; $\gamma_s = 1.15$; $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$; $\theta = 1$; fissuration peu nuisible; $c_g = 25 \text{ mm}$.

Solution:

ELUSTF :

$$N'_u = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \theta \gamma_b} + A'_u \sigma'_s \right]$$

$$A'_u N'_u = \left[\frac{N'_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \theta \gamma_b} \right] \frac{1}{\sigma'_s}$$

$$B_r' = (40 - 2)(20 - 2) = 684 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s' = \sigma_2' = (\varepsilon_s' = 2 \text{ } ^0/_{00}), \quad \varepsilon_{sl}' = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1.739 \text{ } ^0/_{00} \leq 2 \text{ } ^0/_{00}$$

$$\sigma_s' = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\lambda = \lambda_{max} = 3.46 \frac{l_f}{b} = 51.9$$

$$50 < \lambda \leq 70 \rightarrow \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 = 0.56$$

$$A' = \left[\frac{98010^3}{0.56} - \frac{64810^2 25}{0.91.51} \right] \frac{1}{348} = 1390 \text{ mm}^2$$

$$A' = 13.90 \text{ cm}^2$$

Armature minimale:

$$A_{min} = \max \left(210^{-3} bh, 8 \frac{(b+h)}{100} \right) = 4.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} \leq 510^{-2} bh = 40 \text{ cm}^2$$

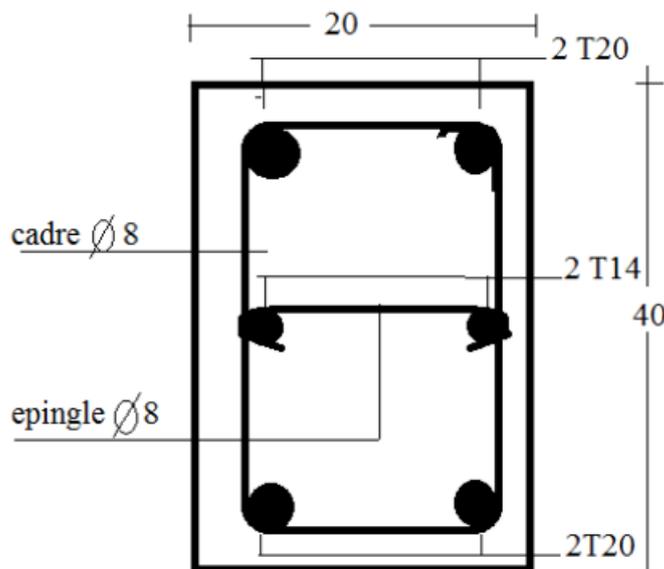
Armature finale :

$$A_f = \max(A_u', A_{min}) = 13.90 < 40 \text{ cm}^2$$

Armature appliquée : Soit $A_{app} = 4T20 + 2T14 = 15.64 \text{ cm}^2$

Armature transversale :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{tmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.7 \rightarrow 8 \text{ mm}$$

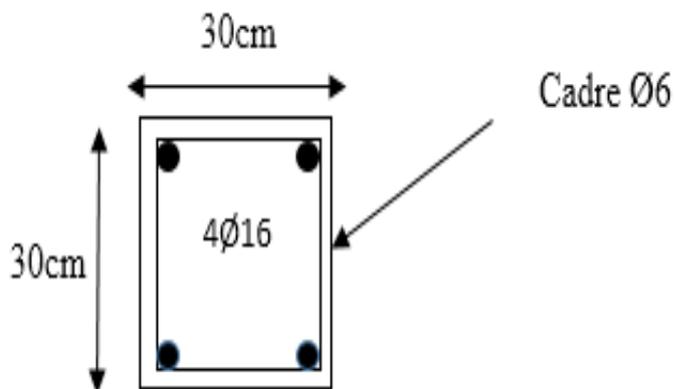


Exercice 4:

Soit le poteau présenté sur la figure ci-dessous, ce poteau n'est pas exposé aux intempéries, sa longueur du flambement est $l_f = 2.9m$. Espacement entre les cadres, $t=18cm$. La moyenne partie des charges sont appliquées avant 28 jours.

Les armatures sont en FeE400 $\gamma_s = 1.15$ $f_{c28} = 20$ Mpa

Déterminer la valeur de l'effort normale de compression centré à ELUR et à ELUSF



Exercice 5:

Un poteau de section rectangulaire de (20×20) cm et d'une longueur $l = 3.90\text{m}$, soumis à un effort normal de compression centré et qui a pour valeur :

- **ELUR** $N_u = 230\text{KN}$.
- **ELS** $N_s = 166\text{KN}$.

- 1- Déterminer les armatures longitudinales à ELUR, ELUSF
- 2- Déterminer les armatures transversales et leurs espacements.
- 3- Vérifier les armatures à ELS.
- 4- Tracer le schéma de ferrailage du poteau

On donne :

La longueur du flambement $l_f = 2.73\text{m}$

Les armatures sont en FeE400, $f_{c28} = 22\text{MPa}$.

La majorité des charges sont appliquées avant 90 jours.

Chapitre V :Traction simple

V.1 Traction simple

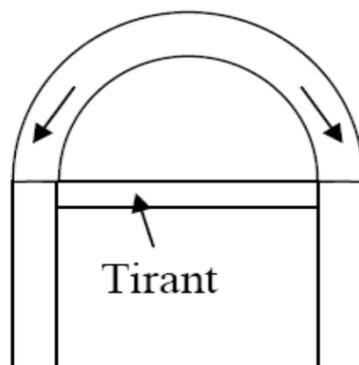
Une pièce est sollicitée en traction simple si l'ensemble des forces extérieures agissant d'un même côté d'une section se réduit à une force normale volumique perpendiculaire à la surface et appliquée au centre de gravité.

Les pièces soumises à la traction seront appelées des tirants. Il y en a deux sortes : Tirants rectilignes Tirants circulaires. Les tirants servent à équilibrer les poussées horizontales (par exemple les poussées engendrées par un arc), et les actions verticales (par exemple les suspentes).

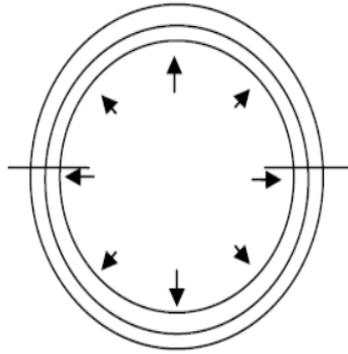
On distingue deux types des tirants :

a- Tirants rectiligne : Ils sont normalement utilisés pour les couvertures voûtées.

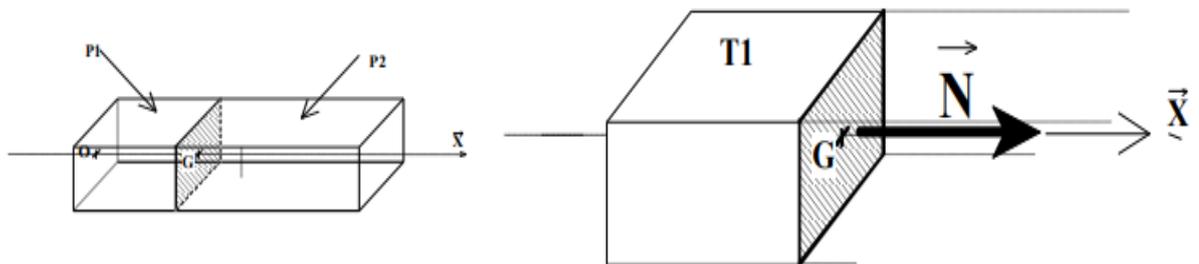
Les armatures longitudinales résistent à l'effort de traction. Les armatures transversales ne jouent qu'un rôle de montage. La section de béton devra être aussi petite que possible et les barres doivent être réparties uniformément dans la section (il faut respecter la symétrie et choisir un nombre paire).



b- Ils sont normalement utilisés dans les parois de réservoirs circulaires et des silos.



Dans toute section S d'abscisse x , les éléments de réduction du torseur de cohésion (actions de la partie droite sur la partie gauche) sont réduits au centre de gravité de S à un effort normal sortant.



V.1.1 Hypothèses de calcul

- La résistance du béton tendu n'est pas prise en compte ;
- La totalité de l'effort de traction est équilibré par l'acier ;
- Les armatures et la section de béton ont un même centre de surface ;
- La contrainte de calcul de l'acier correspond:
 - à l'état limite ultime de résistance (E.L. U. R.) à une déformation de $\epsilon_{st} = 10 \text{ ‰}$ (pivot A);

- à l'état limite de service (E.L.S.) au cas de fissuration : peu nuisible, préjudiciable et trèspréjudiciable.

V.2 Détermination des armatures

V.2.1 Calcul à l'état limite ultime de résistance

La condition de résistance exige que la sollicitation agissante N_u soit au plus égale à la sollicitation résistante N_{ultime} :

$$N_u \leq N_{ultime} = A_{st}^u \times \frac{f_e}{\gamma_s} \dots \dots \dots (V.1)$$

Avec N_u : l'effort normal de traction à l'ELUR.

$$D'où: A_{st}^u \geq \frac{N_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \dots \dots \dots (V.2)$$

V.2.2 Calcul à l'état limite deservice

Selon la condition d'équilibre statique :

$$N_{ser} \leq A_{st}^{ser} \times \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots (V.3)$$

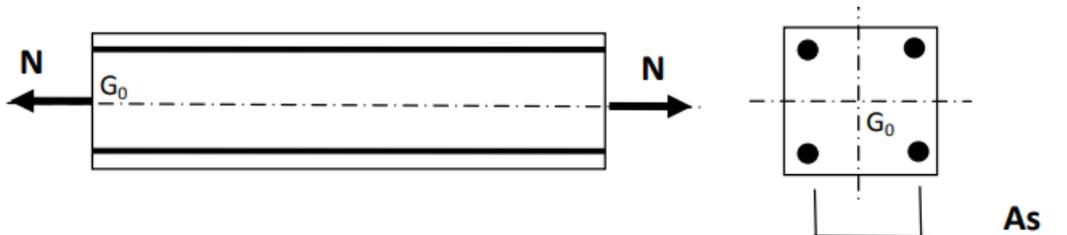
Avec : N_{ser} : l'effort normal de traction à l'ELS.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite d'ouverture des fissures.

La section d'armatures tendues est donnée par la relation (V.4) :

$$A_{st}^{ser} \geq \frac{N_{ser}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \dots \dots \dots (V.4)$$

Le béton tendu étant négligé, le centre de gravité de la section droite est confondu avec celui de la section des armatures.



V.2.3 Condition de non-fragilité

La condition de non-fragilité conduit à placer une section minimum d'armatures tendues pour une dimension de coffrage donnée.

- Seules les pièces non fragiles peuvent être calculées par les règles B.A.E.L.
- une section est non fragile vis à vis des contraintes de traction est une section tendue ou fléchie telle que la sollicitation fissurant le béton ne doit pas entraîner le dépassement de la limite d'élasticité f_e dans les aciers.
- Le béton tendu sera négligé car on le considère fissuré.
- Le béton fissuré, les armatures doivent reprendre la sollicitation extérieure. Si au moment de la fissuration, les armatures sont déjà plastifiées, on ne dispose que de peu de sécurité: très rapidement les déformations dans les armatures vont atteindre les limites imposées et la rupture peut-être brutale.
- Si on impose que les aciers soient élastiques lors de la fissuration du béton, on dispose alors d'une plus grande sécurité: on aura rupture quand l'allongement des armatures sera élevé. Dans cette zone de comportement plastique, les aciers reprendront encore toute la sollicitation.

Ce qui se traduit donc pour la traction simple:

$$A_{st} \geq A_{min} = B \frac{f_{t28}}{f_e} \dots \dots \dots (V.5)$$

Sachant que :

A_{st} : section réelle des aciers tendus ;

f_e : limite d'élasticité de l'acier ;

B : section totale du béton tendu ;

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

Du point de vue résistance B peut être quelconque, mais pour que la pièce ne soit pas fragile, il faut que B vérifie la condition de non fragilité.

$$B \leq A_{st} \frac{f_e}{f_{t28}} \dots \dots \dots (V.6)$$

NB :Les pièces non fragiles auront des fissures qui auront des ouvertures faibles.

Les pièces fragiles auront peu de fissures mais d'ouverture importante pouvant amener une rupture brutale

V.2.4 Section théorique à retenir:

$$A_{st} = \max(A_{st}^u, A_{st}^{ser}, A_{min}) \dots \dots \dots (3.8)$$

- Cas où la fissuration est peu préjudiciable

Le dimensionnement se fait à l'E.L.U. (le calcul à l'E.L.S. est inutile). Cas des pièces situées à l'intérieur des constructions. En traction simple, la section est

entièrement tendue. En négligeant le béton tendu, les aciers équilibrent intégralement l'effort de traction N_u .

- Cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable

Fissuration préjudiciable :

Cas des pièces exposées aux intempéries ou à des condensations : limitation de la contrainte des aciers tendus.

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \end{array} \right. \quad (MPa)$$

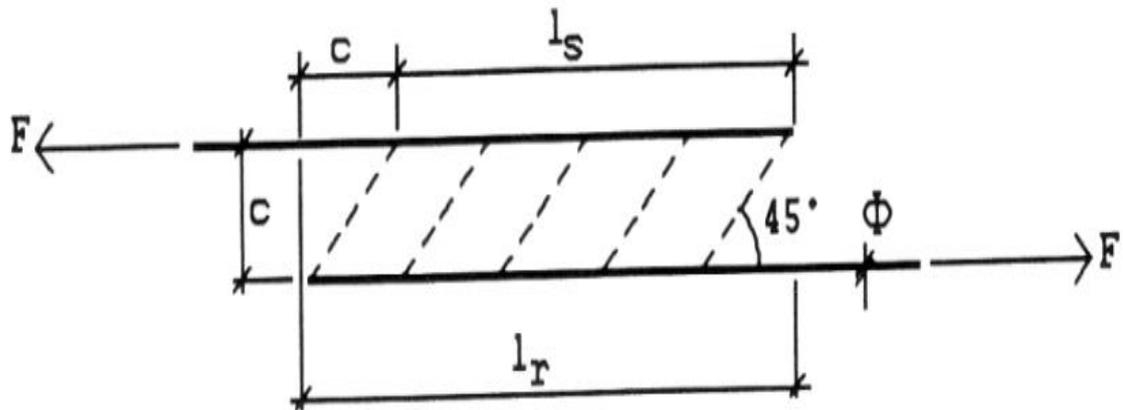
Fissuration très préjudiciable :

Cas des pièces placées en atmosphère agressive ou des éléments devant assurer une étanchéité : limitation de la contrainte des aciers tendus.

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \cdot \xi = 0,8 \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \end{array} \right. \quad (MPa) = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{16}{30} f_e \\ \max \left(0,4 f_e ; 88 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \end{array} \right. \quad (MPa)$$

- **Armatures transversales**

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



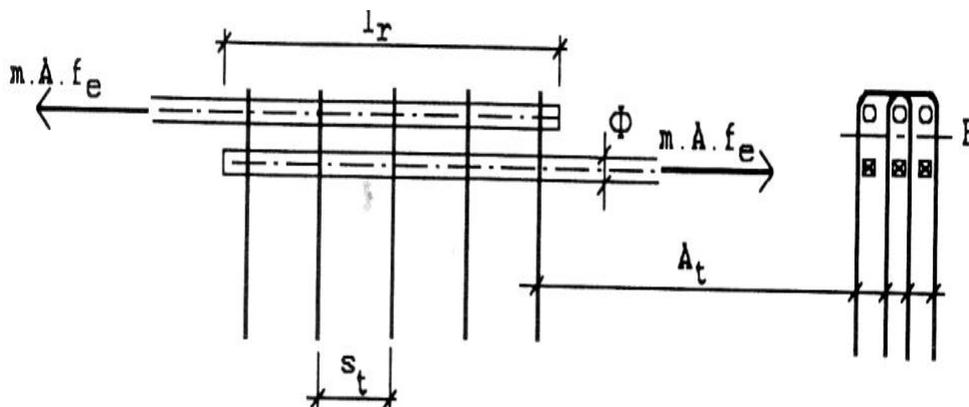
Cette transmission n'est donc effective que sur la longueur: $l_s = l_r - c$

Pour des barres rectilignes :

$$l_r = l_s + c \text{ si } c \geq 5 \cdot \phi$$

$$l_r = l_s \text{ si } c < 5 \cdot \phi$$

Soit m barres de même diamètre se recouvrant avec m autres barres de part et d'autre d'un même plan P.



Exercice 1 :

Soit un tirant d'une section carrée (25×25) cm^2 sollicité par un effort normale de traction à l'E.L.U $N_u = 0,45 \text{ MN}$ et à l'E.L.S :

$N_s = 0,34 \text{ MN}$. Les matériaux sont FeE400 et $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$. La fissuration est préjudiciable ($\sigma_{st} = 186,67 \text{ MPa}$).

- Déterminer la section des armatures longitudinales du tirant.

Solution :

a/ ELUR

$$A_{st}^u \geq \frac{N_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.45 \times 10^6}{348} = 12.93 \text{ cm}^2$$

a/ ELS

$$A_{st}^{ser} \geq \frac{N_{ser}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.34 \times 10^6}{186.67} = 18.2 \text{ cm}^2$$

c/CNF

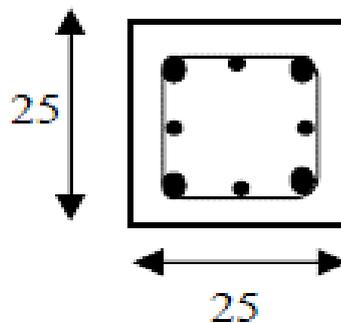
$$A_{st} \geq A_{min} = B \frac{f_{t28}}{f_e} = (25 \times 25) \frac{1.8}{400} = 2.8 \text{ cm}^2$$

Section théorique à retenir : $A_{st} = \max(A_{st}^u, A_{st}^{ser}, A_{min})$

$$= \text{Max} (12,93 ; 18,2 ; 2,8) \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 18,21 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \varnothing 16 + 4 \varnothing 20 = 8,04 + 12,57 = 20,61 \text{ cm}^2$

d/ Schéma de ferrailage

**Exercice 2 :**

Soit un tirant de section 30x30 cm², sollicité à : Ng=10 kN ; Nq=20 kN ;Nw=13 kN. Fissuration préjudiciable (exposé aux intempérie) Acier FeE400 ; Fc28=25MPa ; cg=25mm. Solution : Fissuration préjudiciable (ELUR –ELS)

I) ELUR :

a- Combinaison fondamentale :C.F

$$1.35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \Sigma 1.3\psi_{0i}Q_i$$

Gmin=0

a) Charge d'exploitation N_q : Action de base.

$$1.35 N_g + 1.5N_q + 1.3(0.77)N_w$$

$$AN \quad Nu1 = 1.35 \cdot 10 + 1.5 \cdot 20 + 13 = 56.5 \text{ kN}$$

b) Charge due au vent N_w : Action de base

$$1.35 N_g + 1.5N_w + 1.3(0.77)N_q$$

$$AN \quad Nu2 = 1.35 \cdot 10 + 1.5 \cdot 13 + 20 = 53 \text{ kN}$$

$$Nu = \max (Nu1 ; Nu2) = 56.5 \text{ kN}$$

$$A_{uf} = Nu/\sigma_s = 56500/(100 \cdot 348) = 1.62 \text{ cm}^2$$

II) ELS :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

a) Charge d'exploitation N_q : Action de base.

$$N_g + N_q + (0.77)N_w$$

$$AN \quad Ns1 = 10 + 20 + (0.77) 13 = 40 \text{ kN}$$

b) Charge due au vent N_w : Action de base

$$N_g + N_w + (0.77)N_q$$

$$AN \quad Ns2 = 10 + 13 + (0.77)20 = 38.4 \text{ kN}$$

$$Ns = \max(Ns1 ; Ns2) = 40 \text{ kN}$$

$$A_{sf} = Ns / \bar{\sigma}_s$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_c, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right), \quad \eta = 1.6 \text{ HA}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 40, 110 \sqrt{1.6 \cdot 2.1}\right) = 201.6 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = 4010^3 / (100 \cdot 201.6) = 1.98 \text{ cm}^2$$

Armature minimale :

$$A_{\min} = B \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.73 \text{ cm}^2$$

Armature finale

$$A_f = \max(A_u, A_s, A_{\min}) = 4.73 \text{ cm}^2$$

Armature appliquée :

$$A_{app} = 4T14 = 6.24 \text{ cm}^2$$

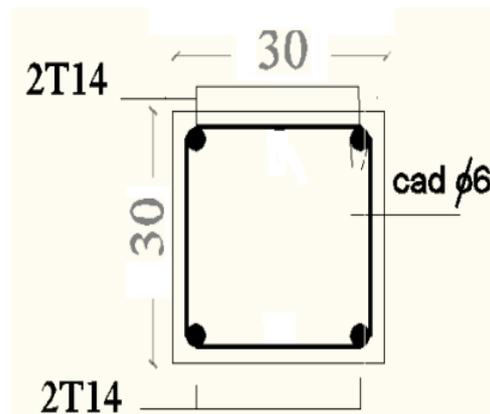
Armature transversale :

Fissuration préjudiciable

$\dot{O}t \geq 6\text{mm FeE 215 ou FeE235.}$

Espacement des cadres : $t_{\max}(b ; h) = 30\text{ cm}$; soit $t = 20\text{ cm}$

Schéma de ferrailage du tirant.



Exercice 3 :

Soit un tirant d'une section carrée (25×25) cm^2 sollicité par un effort normale de traction à l'E.L.U $N_u = 0,45\text{ MN}$ et à l'E.L.S : $N_s = 0,34\text{ MN}$. Les matériaux sont FeE400 et $f_{c28} = 20\text{ MPa}$. La fissuration est préjudiciable.

- Déterminer la section des armatures longitudinales du tirant.
- Vérifier la condition de non fragilité.
- Tracer le schéma de ferrailage.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

1. Boubekour Toufik. Polycopié de cours « Matériaux de construction 01 ». Centre Universitaire de Tissemsilt. Mai 2017.
2. Règles BAEL 91, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, Edition EYROLLES, 1992.
3. Règles BAEL.91 modifiée 99 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. EYROLLES -2000- Troisième tirage -2002.
4. Propriétés des bétons ADAM M. NEVILLE. Traduit par le CRIP. EYROLLES-2000.
5. S. ARNAUD (DLL), ‘‘Matériau béton Fabrication en centrale BPE Mise en œuvre’’. 19-20 janvier 2011.19.
6. Dreux G., Festa J., Nouveau guide du béton et ses constituants, Edition Eyrolles, France, 2002, 409p.
7. D.T.R-B.C.2-41, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A. 93, 1993.
8. Jean- Pierre Mougouin, Cours de béton armé : calcul des éléments simples et des structures de bâtiments B.A.E.L. 91, Edition Berti, 1994.
9. Jean Perchat et Jean Roux, Maitrise du B.A.E.L. 91 et des D.T.U associés,

Edition EYROLLES,1998 ;

10. RPA-99/ 2003, 2004. " Règles parasismiques Algériennes 1999 - Version 2003. DTR-BC 248" - Centre National de Recherche Appliquée en Génie sismique (CGS), Alger.

11. Document Technique Règlementaire BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).