

BASES DU BÉTON ARMÉ

I/ Définitions

Le béton est un mélange dans des proportions préétablies de liant (ciment), avec des granulats (sable, gravier, pierrailles) et de l'eau.

Le béton armé peut être défini comme l'enrobage par du béton, d'aciers disposés judicieusement. Ces aciers sont appelés armatures. On distingue les armatures longitudinales disposées suivant l'axe longitudinal de la pièce, des armatures transversales disposées dans des plans perpendiculaires à l'axe de la pièce.

II/ Historique du béton armé

C'est en 1848 que LAMBOT imagina d'associer des barres d'acier et du béton de ciment pour réaliser une barque (exposition universelle de 1855).

Quelques années plus tard, J MONIER, un jardinier de Versailles utilisera un procédé analogue pour fabriquer des caisses pour fleurs. On lui attribue l'invention du BA qui a ensuite été exploité en Allemagne par l'entreprise MONIER BETON BRAU (brevet déposé en 1868).

Ensuite HENNEBIQUE met au point les bases de calcul pour son utilisation rationnelle mais il faudra attendre 1897 pour que RABUT professe le premier cours de BA à l'ENPC.

Auparavant, en 1891, COIGNET utilisa des poutres BA préfabriquées pour la construction d'un immeuble.

En 1906 paraît la première réglementation s'appuyant sur une méthode de calcul dite aux contraintes admissibles. La circulaire de 1906 sera remplacée par les règles BA45 puis BA60, BA68, BAEL80, BAEL83, BAEL90 et enfin BAEL91. Actuellement les règles EUROCODES sont en phase de démarrage.

Le béton armé ne repose pas toujours sur des théories scientifiques. Les formules de calcul et les nombreux coefficients utilisés ont souvent un caractère empirique mais il est essentiel qu'ils aient été fixés à la suite de nombreux essais et que les résultats de calcul soient conformes à l'expérience.

Jusqu'en 1980, le béton armé a été calculé par la méthode dite aux contraintes admissibles. Ces contraintes admissibles étaient définies sur la base des contraintes de rupture ou de limite élastique des matériaux et ensuite on les multipliait par un coefficient de sécurité. Le coefficient de sécurité pris sur le béton est longtemps resté égal à 28% de la limite de rupture à 90 jours, le coefficient de sécurité de l'acier à 60% de sa limite élastique.

Il suffisait ensuite de calculer les contraintes dans l'acier et le béton sous l'effet le plus défavorable des charges et de vérifier que l'on ne dépassait pas ces contraintes admissibles.

Dorénavant cette notion de la sécurité a évolué et l'on cherche à prendre en compte tous les facteurs d'insécurité séparément, comme par exemple :

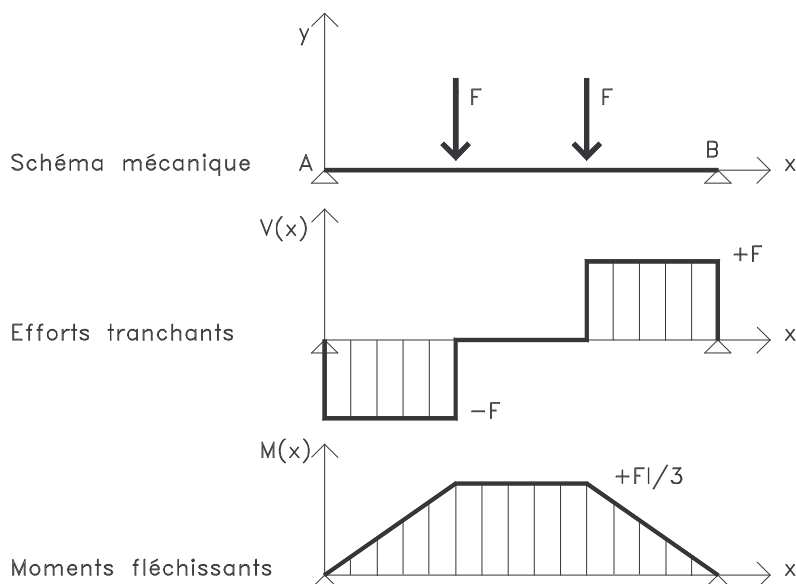
- la résistance intrinsèque des matériaux,
- la valeur la plus probable des charges permanentes et des charges variables,
- l'aspect favorable ou défavorable de ces actions,
- les approximations de calcul des sollicitations (efforts tranchants, moments fléchissants...),
- les défauts géométriques des matériaux et de leur position,
- la fissuration.

Nous calculerons les structures en béton armé à l'aide des règlements aux états limites : le BAEL91 (Béton Armé aux États Limites).

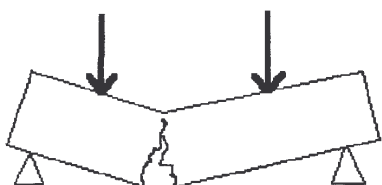
III/ Principe de la construction en béton armé : Fonctionnement en flexion

3.1/ Présentation de l'essai

Considérons une poutre en flexion 4 points :



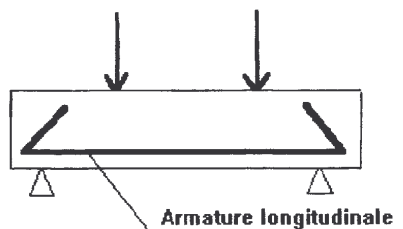
3.2/ Première poutre : Béton non armé



La rupture intervient brutalement sous une charge faible suite à une insuffisance en traction.

La résistance en compression du béton, de l'ordre de 25 à 35 MPa est 10 fois plus importante que sa résistance en traction.

3.3/ Deuxième poutre : Poutre armée longitudinalement

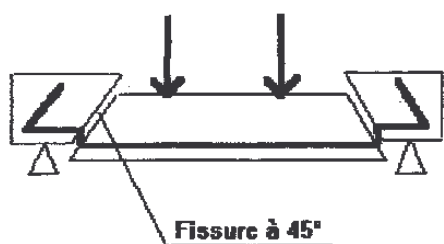


Nous disposons des armatures en fibre inférieure, là où se développent les contraintes de traction et donc là où le béton montre des insuffisances.

L'acier est par contre un matériau possédant d'excellentes capacités de résistance tant en traction qu'en compression mais à utiliser à bon escient et avec parcimonie car il s'agit d'un matériau cher.

Sous charges, des fissures apparaissent en partie centrale.

A ce moment, le béton a donc cessé de résister en traction et c'est l'acier qui a pris le relais. Les armatures empêcheront ces micro fissures de s'ouvrir davantage et prendront seuls en compte les efforts de traction.

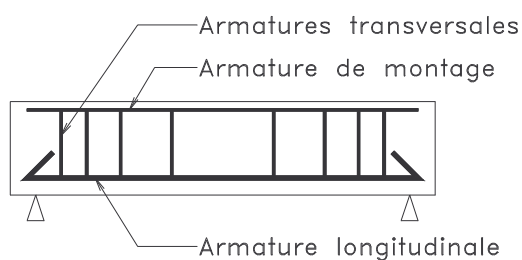


En augmentant les charges appliquées, des fissures à 45° se créent au niveau des deux zones d'appuis provenant d'une insuffisance de résistance du béton à l'effort tranchant.

La rupture intervient ensuite sur ces fissures.

Remarque : Si, par exemple les armatures sont enduites de graisse, elles glisseront dans le béton et ne s'opposeront plus à l'ouverture des fissures. Le fonctionnement d'une telle association sera donc conditionné par une parfaite **adhérence** entre l'acier et le béton.

3.4/ Troisième poutre : poutre armée longitudinalement et transversalement

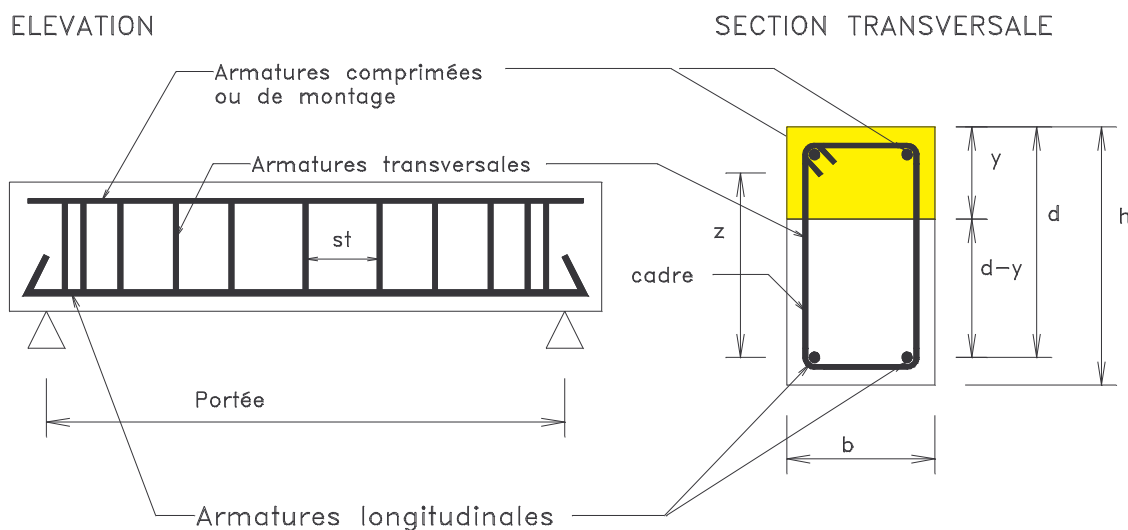


Ajoutons maintenant des armatures transversales particulièrement au niveau des appuis.

La rupture intervient beaucoup plus tard que dans les deux cas précédents. Les armatures en présence tant longitudinales que transversales limiteront l'ouverture des fissures dans le béton.

3.5/ Synthèse

Nous pouvons dégager à partir des éléments précédents le schéma de principe de ferrailage d'une poutre en béton armé en flexion :



Soit une poutre de portée l et de section transversale $b \times h$:

- d sera la hauteur utile
- y la hauteur de béton comprimé
- z le bras de levier acier-béton (entre aciers inférieurs et milieu section comprimée)
- st l'espacement des cadres

IV/ Réglementation actuelle

4.1/ Introduction

Les dernières règles adoptées sont les règles BAEL90 et 91, obtenues en améliorant les règles BAEL83. Aucune mise en cause profonde de cette réglementation n'a été faite, en attendant les EUROCODES.

L'article A1 du BAEL précise les domaines d'application ainsi que le principe des justifications. Cet article écarte du domaine d'application les constructions en béton non armé ou en béton léger, les structures mixtes acier béton et les éléments soumis à des températures s'écartant des influences climatiques normales. De plus, un dosage en ciment de 300kg/m^3 minimum est requis.

4.2/ Incertitudes et notion de sécurité

Les règles antérieures à notre BAEL, faisaient intervenir un coefficient de sécurité global pour tenir compte des diverses incertitudes (voir §II). La contrainte en service appliquée sur les matériaux σ_{ser} ne devait pas dépasser la contrainte admissible σ_{adm} , obtenue à partir soit de la contrainte de rupture pour le béton σ_r , soit de la limite élastique pour l'acier σ_e , divisée par un coefficient de sécurité global s .

$$\sigma_{\text{ser}} \leq \sigma_{\text{adm}} = \sigma_r / s \text{ ou } \sigma_e / s.$$

Il s'est avéré que ce coefficient s ne permettait pas de prendre en compte toutes les incertitudes.

Les justifications menées à partir des règles BAEL91, feront donc intervenir :

- l'application de coefficients de sécurité partiels :
 - sur les valeurs des charges appliquées
 - sur les résistances caractéristiques des matériaux
- des combinaisons d'actions pour obtenir les sollicitations les plus défavorables.

4.3/ Les états limites

Nous avons vu en technologie, que nous pouvons analyser une construction en termes de fonctions : résister, porter, transmettre... Cela implique des conditions : stabilité, durabilité, déformations admissibles.

Un état limite est un état qui satisfait strictement ces conditions sous l'effet des charges appliquées sur une construction ou un de ces éléments. L'article A.1.2 du BAEL91 précise :

« qu'un ÉTAT LIMITE est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. »

Nous distinguons 2 états limites :

- **Les états limites ultimes (ELU) :**

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînerait la **ruine** de l'ouvrage.

Ils correspondent à la limite :

- de l'équilibre statique : non renversement de la construction.

Exemple: Vérification de la stabilité d'un mur de soutènement.

- de résistance pour les matériaux constitutifs : le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression affectée d'un coefficient de sécurité γ_b et l'acier est défini par sa limite d'élasticité affectée d'un coefficient de sécurité γ_s .

A partir de ces éléments, nous pouvons calculer la sollicitation résistante d'une section S_u et vérifier qu'elle est supérieure à la sollicitation S produite par les charges appliquées en considérant diverses combinaisons d'actions que nous définirons plus tard.

- de stabilité de forme : instabilité élastique due au flambement pour les pièces élancées: Il est alors nécessaire de procéder à des vérifications particulières.

• **Les états limites de service (ELS) :**

Ils correspondent à des conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résiste, il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas une fissuration ou des déformations excessives. Cela pourrait entraîner des désordres dans les revêtements et les cloisons et donc une gêne sérieuse à l'exploitation.

Il est donc nécessaire d'effectuer des vérifications portant sur :

- la limite d'ouverture des fissures : cela évite la corrosion rapide des aciers et donc augmente la durabilité et la sécurité des ouvrages.
- la limitation de la compression du béton.
- la limite de déformation : les déformations (flèches par exemple) doivent rester dans des limites admissibles c'est à dire compatibles avec l'utilisation de l'élément.

V/ Les actions : bases de calculs

5.1/ Définitions

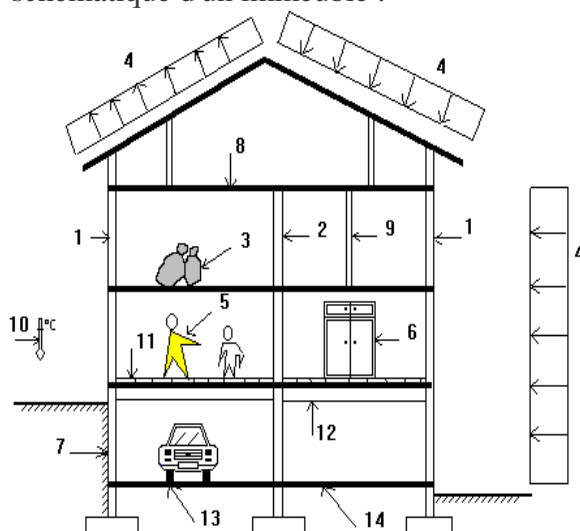
Les actions sont des forces ou des couples directement appliqués sur la construction. Elles peuvent aussi provenir de déformations imposées à la structure tels que dilatations, tassements d'appuis, retraits, etc.

Les valeurs de chacune de ces actions ont un caractère nominal c'est à dire qu'elles sont connues dès le départ ou données par des textes réglementaires ou contractuels.

Elles sont donc la base d'appréciation des obligations des constructeurs ainsi que des responsabilités des utilisateurs.

5.2/ Nature des actions

Considérons la coupe schématique d'un immeuble :



Légende

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

Toutes ces actions peuvent être classées en **actions permanentes** d'intensité constante ou très peu variables, et en **actions variables** dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps. Nous pouvons encore décomposer ces actions permanentes et variables.

- **Les actions permanentes:**

- les charges amenées par le **poids propre de la structure**: ce sont, dans notre exemple, les charges 1 et 2 dues aux 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.

5.3/ Les actions permanentes : Symbole général G

Elles résultent du poids spécifique des matériaux mis en œuvre et des dimensions de l'ouvrage. Nous prendrons pour le béton une masse volumique de 2,5 t/m³ (A.3.1,21). La norme NF P 06-001 précise les poids volumiques des divers matériaux et ouvrages.

Les équipements fixes font partie de ces charges telles les cloisons de distribution.

Les poids, les poussées et les pressions dus à des terres ou des liquides interviennent en actions considérées permanentes lorsque le niveau de ces derniers varie peu.

Le retrait, faisant partie des déformations imposées à une construction, est une caractéristique du béton et correspond à une rétraction du béton pendant les phases de prise et de durcissement. Prendre en compte les effets du retrait dans une construction, revient en général à éviter la fissuration. On peut ainsi prévoir des joints, des phases de coulage alternées ou des éléments fractionnés.

Le fluage du béton constitue un phénomène de déformations différées sous l'effet d'un chargement de longue durée. Il peut entraîner des redistributions d'efforts ou des variations dimensionnelles différentielles. L'influence de ce phénomène est très fréquemment négligée.

Les tassements différentiels des sols constituant l'assise des fondations peuvent amener des actions à considérer dans cette rubrique.

5.4/ Les actions variables : Symbole général Q_1 pour les actions de base et Q_i pour les actions d'accompagnement

- Les charges d'exploitation : **Symbole Q_B en bâtiment et Q_r pour les ponts**

Elles résultent de l'exploitation directe de la construction et sont donc constituées par le "poids des utilisateurs" et des matériaux nécessaires à l'utilisation des locaux. Elles correspondent à un mode normal d'utilisation. De nombreux modes d'utilisation revenant fréquemment dans la construction, la norme NF P 06 001 définit des charges surfaciques à prévoir. Un maître d'ouvrage a toujours la possibilité de définir des valeurs différentes mais au moins égales.

Par exemple, pour des bâtiments à usage d'habitation et pour des pièces servant à l'hébergement, on prévoira une charge de 1,5KN/m².

Les bâtiments d'habitation et d'hébergement de plusieurs niveaux, peuvent donner lieu à une dégression des charges d'exploitation lorsque l'occupation de ces niveaux peut être considérée comme indépendante. Effectivement, il est particulièrement rare que tous les niveaux d'une construction soient chargés à leur valeur maximale au même moment. La norme prévoit donc des coefficients de pondération à appliquer aux charges de chaque niveau avant de les ajouter.

- Les charges climatiques : **Symbole W pour le vent et S_n pour la neige**

Ces actions sont définies dans le DTU P 06-002 dites Règles NV 65, complétées par les règles N84 (DTU P 06-006).

Le vent est assimilé à des efforts statiquement appliqués à la construction et qui mettent la structure résistante en vibration. Ils dépendent de la région, du site (abrité ou exposé), de l'altitude, et des dimensions.

- Les charges appliquées en cours de construction :

Ces charges proviennent en général des équipements de chantier, de coffrage, de transport et de levage ou des dépôts de matériaux, mais il peut s'agir aussi de problèmes d'étaielement.

En effet, les méthodes de construction jouent sur la répartition des efforts et amènent parfois à solliciter les ouvrages prématurément avec des charges importantes alors que le béton n'a pas souvent atteint la valeur de sa résistance de calcul. Il y a donc lieu de s'en préoccuper à l'étude.

- Les actions de la température : **Symbole T variation uniforme et $\Delta\theta$ gradient thermique**

Lorsqu'une construction est soumise à une variation brutale de sa température, ses dimensions ont tendance à se modifier proportionnellement à son coefficient de dilatation α . Si cette dilatation ne peut pas s'effectuer librement, il se produit des auto contraintes qui provoquent des efforts internes. Par exemple, une variation journalière de 30°C sur un mur pignon peut amener une contrainte de 3,5 MPa dans le matériau.

- Les actions accidentelles : **Symbole général F_A**

Ce sont des phénomènes rares, de brève durée d'application. On peut citer en exemple les séismes, les chocs, les explosions. Leur valeurs sont fixées par des textes réglementaires en particulier les règles parasismiques 69, complétées en 1982 (DTU P 06-003).

VI/ Les combinaisons d'actions

Les sollicitations, éléments de réduction des forces extérieures et des couples appliqués aux éléments de structure, sont déterminées après combinaisons des actions.

6.1/ Principe

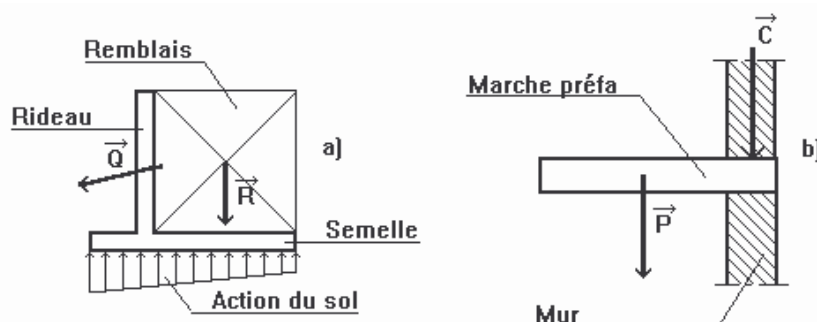
En fonction des situations qu'une construction va connaître, nous allons être obligé de superposer les effets de plusieurs actions. Pour cela :

- nous affecterons à chaque type d'actions, un coefficient de sécurité partiel,
- nous combinerons les actions obtenues (principe de superposition des effets),
- nous déterminerons la ou les combinaisons qui engendrent les sollicitations les plus défavorables dans les éléments de la construction.

Nous utiliserons les combinaisons avec les notations suivantes :

- G_{\max} : ensemble des actions permanentes défavorables
- G_{\min} : ensemble des actions permanentes favorables (voir ci-dessous)
- Q_1 : action variable dite de base
- Q_i : action variable dite d'accompagnement

Exemple : Cas d'un mur de soutènement :



La poussée Q pousse vers un renversement du mur et agit donc dans un sens défavorable : elle intervient en G_{\max} .

L'action des terres derrière le rideau R agit dans un sens de stabilité donc favorable : elle intervient donc en G_{\min} .

6.2/ Combinaisons d'actions à considérer pour les ELU

- Combinaisons fondamentales : Article A.3.3,21 du BAEL

Lors des situations durables ou les situations transitoires fréquentes aux cours desquelles il y a l'action permanente, une action variable principale et plusieurs actions d'accompagnement, nous considérerons :

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum 1,3 \cdot \Psi_{0i} \cdot Q_i$$

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

$\gamma_{Q1} = 1,35$ pour la température, les charges d'exploitations étroitement bornées ou de caractères particuliers (convois militaires ou exceptionnels) et pour les bâtiments agricoles abritant des animaux et des produits sans présence humaine permanente.

Ψ_{0i} sont donnés en annexe D articles D.1.1,3 et D.1.2,3 du BAEL.

- Combinaisons accidentelles : Article A.3.3,22 du BAEL

Nous considérerons pour les situations accidentelles qui ont une faible probabilité de se réaliser :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11} \cdot Q_1 + \sum \Psi_{2i} \cdot Q_i$$

F_A = valeur nominale de l'action accidentelle

Ψ_{11} et Ψ_{2i} donnés en annexe D articles D.1.1,3 et D.1.2,3

6.3/ Combinaisons d'actions à considérer pour ELS

Nous avons la combinaison rare:

$$S = G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i$$

VII/ Caractéristiques des matériaux constituant le B.A. : LE BETON

7.1/ Présentation du matériau

Le béton hydraulique est un mélange optimal de liants (ciments artificiels), de granulats naturels ou artificiels (sables, gravillons, graviers...), d'eau et éventuellement d'adjuvants (entraîneurs d'air, plastifiants, hydrofuges...)

Ses principales caractéristiques sont :

- une bonne résistance en compression simple,
- une mauvaise résistance en traction,
- un poids volumique compris entre 22 et 24kN/m³ environ pour le béton, et 25kN/m³ pour le béton armé
- un coefficient de dilatation thermique identique à celui de l'acier de 10⁻⁵/°C

7.2/ Résistance du béton

Pour l'établissement des projets et dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours, dite valeur caractéristique requise. Elle est notée f_{c28} et choisie en fonction des conditions de fabrication du béton, de la classe du ciment utilisé et de son dosage au m³.

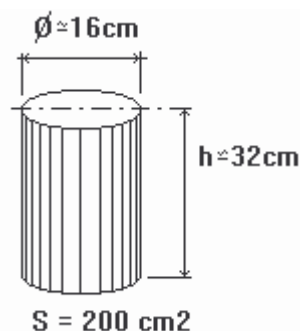
Lorsque l'âge du béton est inférieur à 28 jours, on prend en compte pour les calculs de résistance f_{cj} , valeur caractéristique à j jours, obtenue suivant les cas par les formules suivantes:

$$\begin{cases} f_{cj} = f_{c28} \cdot \frac{j}{4,76 + 0,83j} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = f_{c28} \cdot \frac{j}{1,40 + 0,95j} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

La résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de 16cm de diamètre, soit de 200cm² de section, et d'une hauteur double de leur diamètre (32cm).

Cet essai est établi dans la norme NF-P 18-406.

Il est courant de considérer pour f_{c28} des valeurs comprises entre 20 et 30 MPa.



La résistance du béton est également définie par la résistance caractéristique à la traction f_{tj} à j jours qui est conventionnellement introduite par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

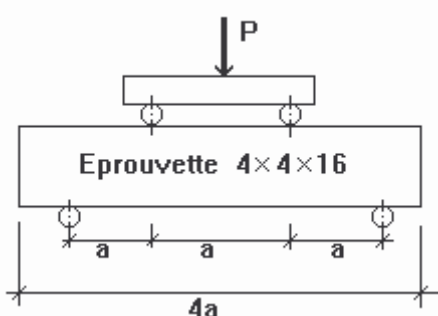
Dans cette relation, f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa et elle n'est valable que si $f_{cj} \leq 60\text{MPa}$. Cela donne:

f_{c28}	16MPa	20MPa	22MPa	25MPa	30MPa
f_{t28}	1,56MPa	1,80MPa	1,92MPa	2,10MPa	2,40MPa

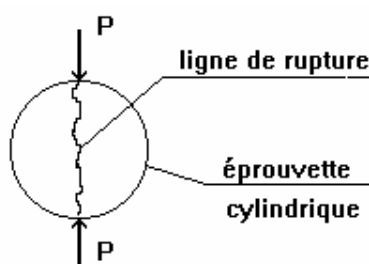
Les résistances caractéristiques en traction f_{tj} peuvent aussi être déterminées par essais:

- par l'essai de traction par flexion (NF-P 18-407)
- par l'essai de fendage ou essai brésilien (NF-P 18-408)

Essai de traction par flexion :



Essai de fendage :



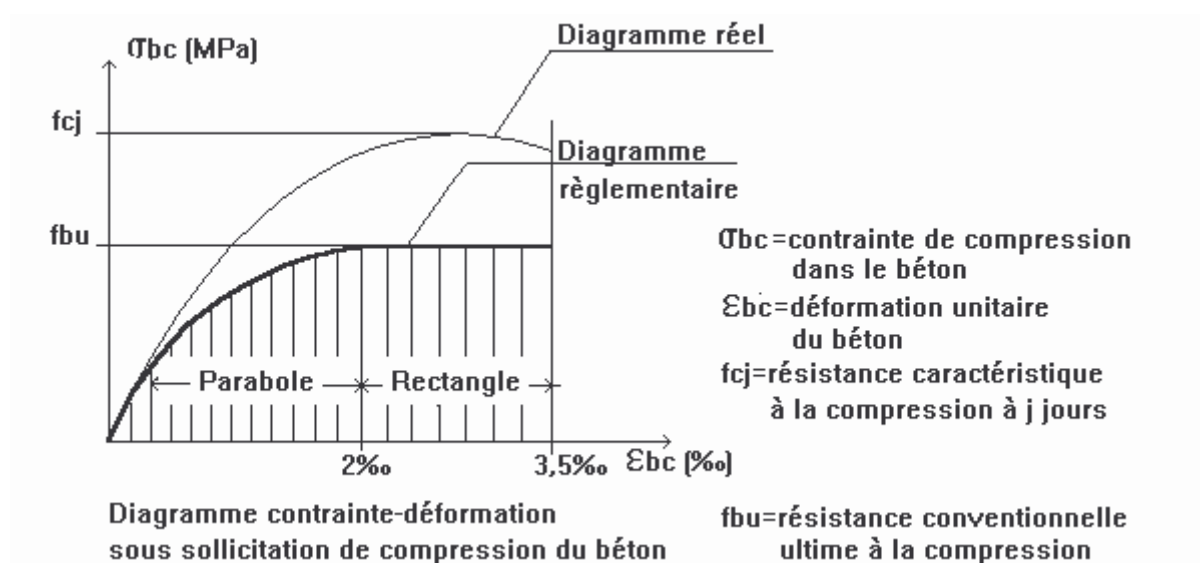
$$f_{tj} = \frac{2 P}{\pi \cdot \phi \cdot h}$$

h hauteur de l'éprouvette
 ϕ diamètre de l'éprouvette

7.3/ Diagrammes contraintes – déformations : Article A.4.3,4 du BAEL

- Aux états limites ultimes

Le diagramme contraintes (σ_{bc}) déformations (ϵ_{bc}) du béton aux ELU réglementaires est le diagramme de calcul simplifié dit "PARABOLE- RECTANGLE". Le diagramme ci-dessous schématise ces dispositions.



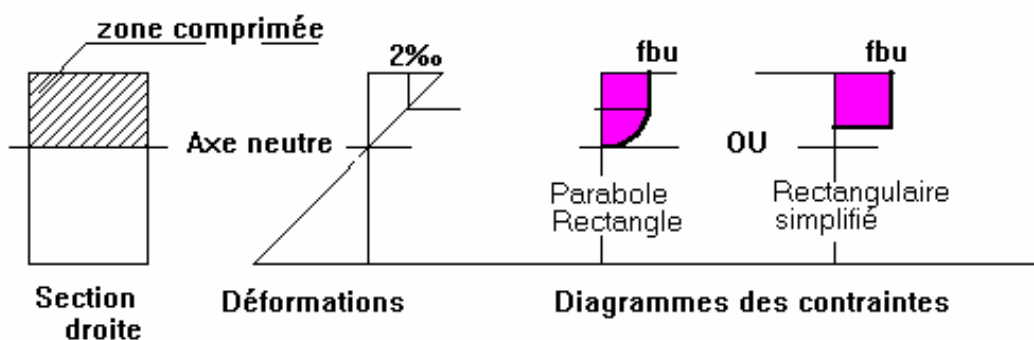
La valeur f_{bu} de la contrainte de calcul pour une déformation supérieure ou égale à 2.10^{-3} est égal à :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas général pour les combinaisons fondamentales et
 = 1,15 pour les combinaisons accidentelles

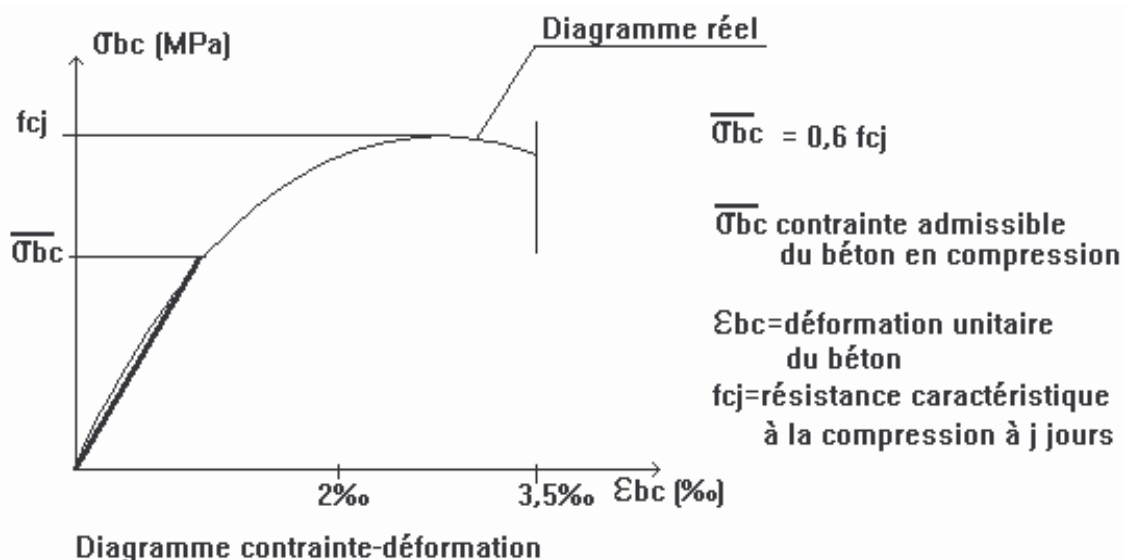
$\theta = 1$ dans le cas général quand la durée d'application des charges considérée est > à 24 heures,
 = 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures,
 = 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

Dans la zone comprimée d'une section droite de poutre fléchie, il sera loisible de remplacer le diagramme parabole rectangle par un diagramme rectangulaire simplifié (A.4.3.42 du BAEL).

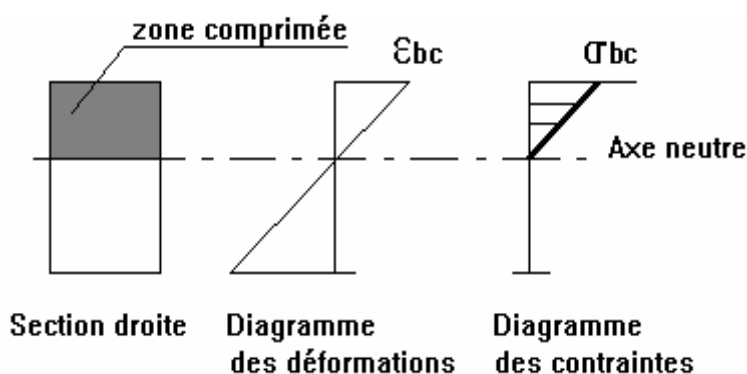


- Aux états limites de service

La contrainte de compression du béton sera limitée dans les calculs, à $0,6 f_{cj}$. Jusqu'à cette valeur, le diagramme des contraintes peut-être assimilé à une droite.



La répartition des déformations et des contraintes dans une section droite d'une poutre fléchie est donc la suivante :



7.4/ Déformations du béton

- Déformation longitudinale

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on définit un module de déformation longitudinale, E_{ij} , égal au coefficient directeur de la droite passant à l'origine, du diagramme contraintes – déformations à l'ELS.

L'article A.2.1,21 du BAEL donne la valeur de E_{ij} à l'âge de j jours:

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

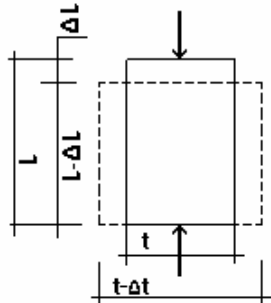
Sous des contraintes de longue durée d'application, les effets du fluage du béton nous rajoutent une déformation complémentaire du double de la déformation instantanée soit, en définitive une déformation totale triple.

L'article A.2.1,22 du BAEL donne la valeur du module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} :

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

- Déformation transversale: coefficient de Poisson (article A.2.1,3 du BAEL)

Sauf cas particuliers, le coefficient de Poisson est pris égal à 0 pour le calcul des sollicitations et à 0,2 pour le calcul des déformations.



Δl raccourcissement longitudinal

Δt gonflement transversal

$$\nu = \frac{\Delta_t}{\Delta_l} \quad \text{coefficient de POISSON}$$

VIII/ Caractéristiques des matériaux constituant le B.A. : LES ACIERS

8.1/ Présentation du matériau

Le matériau acier est un alliage fer et carbone en faible pourcentage. Les aciers utilisés en BA sont les aciers de nuance douce (0,15 à 0,25 % de carbone) et les aciers de nuance mi-dure et dure (0,25 à 0,40 % de carbone).

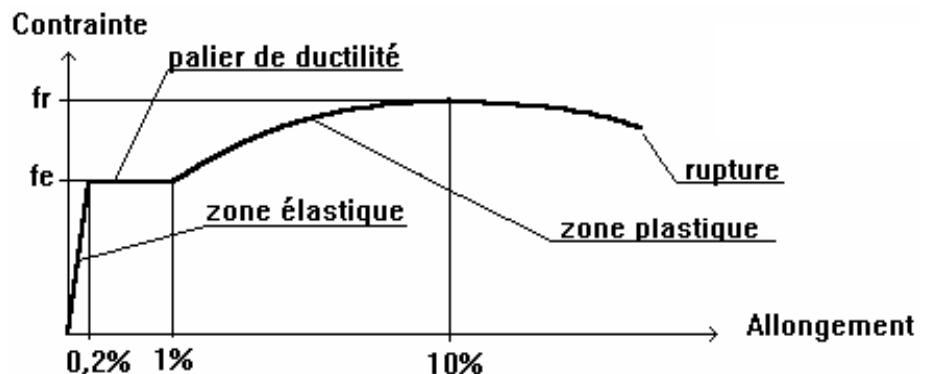
8.2/ Caractères mécaniques

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie, désignée par f_e (article A.2.2,1 du BAEL). Cette valeur 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:

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

Comme nous l'avons étudié dans le cours sur l'essai de traction de l'acier, le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante, tant pour la compression que pour la traction.



8.3/ Classification des aciers pour le béton armé

On utilise pour le béton armé, les ronds lisses, les armatures à haute adhérence et les treillis soudés. On considèrera pour l'acier, un poids volumique de $78,5\text{kN/m}^3$.

Ils sont définis par leur diamètre nominal qui est le diamètre d'un cylindre de révolution ayant même masse que la barre par mètre linéaire. Sa section nominale est l'aire du cercle de diamètre le diamètre nominal. On remarquera que, si pour les ronds lisses, le diamètre nominal et le diamètre réel sont égaux, il n'en est pas de même pour les armatures à haute adhérence.

Les diamètres nominaux sont des diamètres normalisés.

- Les ronds lisses : **Symbole Φ ou RL**

Ce sont des aciers doux, laminés à chaud et de surface lisse, ne présentant aucune aspérités. Les nuances utilisées sont les $F_e E 215$ et $F_e E 235$.

- Les armatures à haute adhérence : **Symbole HA**

Ils sont obtenus par laminage à chaud d'un acier naturellement dur, soit dont les caractéristiques mécaniques sont dues à une composition chimique appropriée. On n'utilise plus, en béton armé, des aciers obtenus par laminage suivi d'un écrouissage.

Ces armatures ont leur surface marquée par des crénelures de formes diverses suivant les marques commerciales, de façon à assurer une meilleure adhérence avec le béton. Ces aciers existent dans les nuances $F_e E 400$ et $F_e E 500$.

- Les treillis soudés : **Symbole TS**

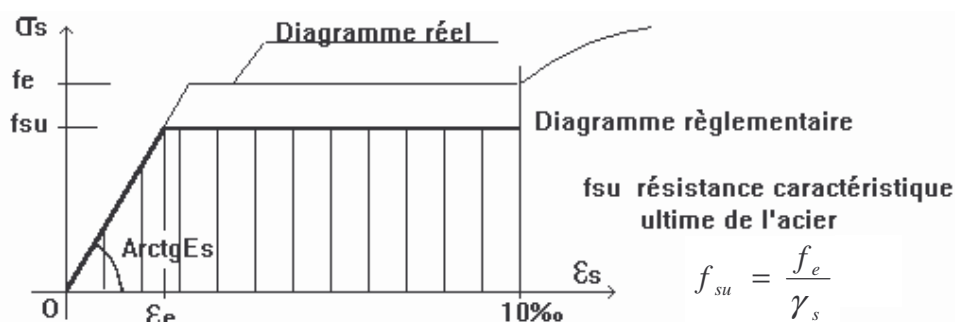
Si les autres types d'acier se présentent en barres, ces derniers sont soit en rouleaux, soit en panneaux et de dimensions normalisées. Leur largeur standard est de 2,40m. La longueur des rouleaux est de 50m et celle des panneaux est de 4,80m ou 6m.

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs croisements. On distingue les treillis soudés à fils tréfilés lisses dits TSL des treillis soudés à fils à haute adhérence dits TSHA (voir norme NF A 35-022).

Types d'aciers	Désignation	Limite élastique f_e (MPa)	Résistance à la rupture f_r (MPa)	Allong ^t à la rupture (%)	Coeff de scellement Ψ_s	Coeff de fissuration η	Diamètres courants (mm)
Aciers ronds lisses Symbole Φ (NF A 35015)	$F_e E 215$	215	≥ 330	22	1	1	6
	$F_e E 235$	235	≥ 410	22	1	1	8 10 12
Armatures à haute adhérence Symbole HA NF A 35016	$F_e E 400$	400	480	14	1,5	1,6	6, 8, 10, 12, 14, 16,
	$F_e E 500$	500	550	12	1,5	1,6	20, 25, 32, 40
Treillis soudés lisses Symbole TSL		500	550	8	1	1	3,5 à 9mm avec un pas de 0,5mm
Treillis soudés haute adhérence Symb.TSHA		500	550	8	1,5	$\Phi < 6\text{mm}$ 1,3 $\Phi \geq 6\text{mm}$ 1,6	3,5 à 12mm pas 0,5mm 14 et 16mm commande

8.4/ Diagrammes contraintes - déformations en ELU

Le diagramme contraintes déformations à considérer en application de l'article A.2.2,2 est défini ci-dessous. Nous n'en retiendrons que la zone des tractions, la zone des compressions étant symétrique par rapport à l'origine.



$\gamma_s = 1,15$ ou 1 pour les combinaisons accidentelles (article A.4.3,2).

$$\varepsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

soit pour un F_e E 500, $\varepsilon_e = \frac{500}{1,15 \cdot 200000} = 2,17 \cdot 10^{-3}$

8.5/ Contraintes admissibles en ELS

En état limite de service, les vérifications à effectuer pour les aciers portent sur l'état limite d'ouverture des fissures (article A.4.5,3). L'appréciation du degré de nocivité de l'ouverture des fissures dépend de l'environnement (agressif ou non), de la nature de la structure, de l'utilisation de l'ouvrage, de la limite élastique des aciers utilisés et de l'expérience sur des ouvrages analogues. Il appartient au maître d'œuvre de juger de ce degré de nocivité.

- Cas où la fissuration est considérée comme **peu préjudiciable** :

C'est le cas d'ouvrages situés en milieu peu agressif. Le BAEL83 précisait qu'il s'agissait d'éléments situés dans des locaux clos et couverts, non soumis à des condensations.

Dans ce cas aucune vérification particulière n'est demandée sur les aciers si ce n'est qu'il conviendra dans la mesure du possible:

- de n'utiliser les gros diamètres que dans les pièces suffisamment épaisses,
- d'éviter les très petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries,
- de prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte du béton.

- Cas où la fissuration est considérée comme **préjudiciable** :

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

Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \xi \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right) \right] \text{ (Mpa)}$$

$$\Phi_{\text{ext}} \geq 6 \text{ mm}$$

soit $\sigma_s =$

f_c = limite d'élasticité des aciers utilisés (Mpa)

f_{tj} = résistance caractéristique en traction du béton (MPa)

η = coefficient de fissuration = 1 pour les RL et les TSL

= 1,6 pour les HA et les TSHA de $\Phi \geq 6\text{mm}$

= 1,3 pour les TSHA de $\Phi < 6\text{mm}$

Φ_{ext} = diamètre des armatures les plus proches des parois

- Cas où la fissuration est considérée comme **très préjudiciable** :

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en mis en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, atmosphère marine telle que embruns et brouillards salins, eau très pure, gaz ou sol particulièrement corrosifs) ou bien doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures doit vérifier :

$$\sigma_s \leq 0.8 \xi$$

$$\Phi_{\text{ext}} \geq 8\text{mm}$$

soit $\sigma_s =$

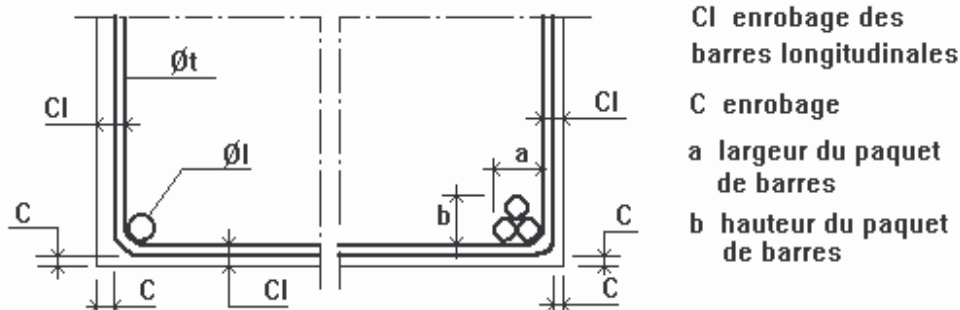
Les notations sont les mêmes que précédemment

Lorsque on utilise des barres de diamètre supérieur à 20mm, leur espacement horizontal doit être inférieur ou égal à 3Φ soit :

$$\text{Si } \Phi > 20\text{mm alors } d \leq 3\Phi$$

8.6/ Dispositions constructives

- Enrobage des barres (article A.7.1 du BAEL91) :



Nous considérerons que Φ_l est le diamètre des armatures longitudinales et Φ_t le diamètre des armatures transversales.

Pour assurer une bonne protection des armatures contre la corrosion, il faut que l'enrobage C soit au minimum de :

- 5cm : pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns, aux brouillards salins, ainsi qu'à des atmosphères très agressives = cas des fissurations très préjudiciable.

Cet enrobage peut être ramené à 3cm si les armatures ou le béton sont protégés.

- 3cm : pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, à des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide = cas des fissurations préjudiciable.

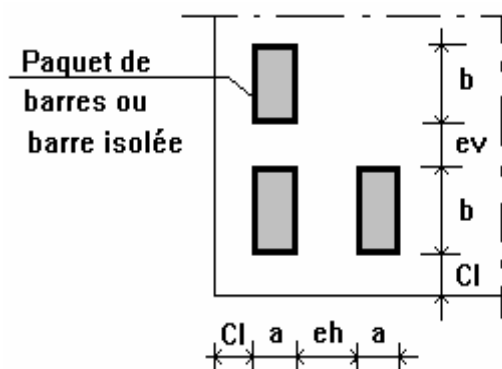
Cette valeur peut être ramenée à 2cm si $f_{c28} > 40\text{MPa}$.

- 1cm : pour des parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos et non exposées aux condensations = cas des fissurations peu préjudiciable.

- Bétonnage correct (article A.7.2 du BAEL91) :

L'enrobage des barres Cl doit être :

- au moins égal à leur diamètre si elles sont isolées,
- égal à la largeur a du paquet si elles sont groupées.



De plus, elles doivent vérifier les espacements suivants:

$$Cl = \max(\text{enrobage}, a)$$

$$e_h \geq \max(a, 1,5Cg)$$

$$e_v \geq \max(a, Cg)$$

Cg = dimension du plus gros granulats utilisé (en général Cg = 25mm).

- Diamètre maximum :

Pour les plaques, les dalles, les coques et les hourdis, les mailles ne doivent pas être trop grandes (vérification du béton au poinçonnement) et le diamètre maxi des armatures doit vérifier

(article A.7.2,1 du BAEL91) :

$$\Phi_{\max i} \leq \frac{e}{10}$$

e = épaisseur de l'élément

Pour les poutres, les armatures transversales Φ_t doivent vérifier (article A.7.2,2 du BAEL91) :

$$\phi_t = \inf\left(\phi, \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}\right)$$

Φ_l = diamètre des armatures longitudinales

h = hauteur de la poutre

b_0 = largeur de la poutre

Nous devons aussi vérifier (article A.7.2,6 du BAEL91) que le rayon moyen r_g des mailles d'armatures satisfasse à :

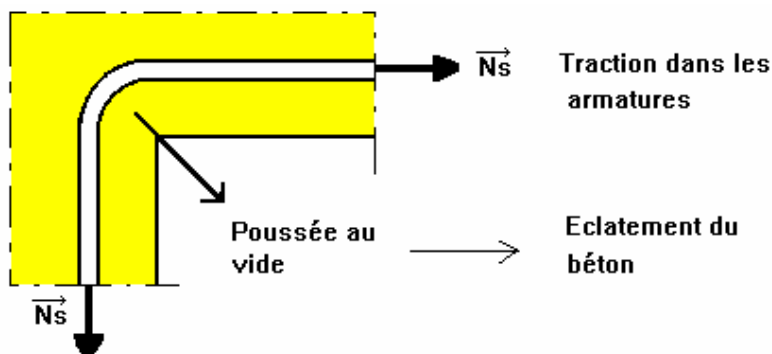
- Cas de granulats roulés : $r_g \geq \frac{Cg}{1,4}$
- Cas de granulats concassés : $r_g \geq \frac{Cg}{1,2}$

r_g = quotient de l'aire par le périmètre du vide intérieur d'une maille d'une grille.

Il faut aussi s'assurer, lorsque le béton doit être vibré avec un pervibrateur que l'écartement entre les armatures permet le passage de l'aiguille (article A.7.2,8 du BAEL91).

- Poussée au vide (article A.7.4 du BAEL91) :

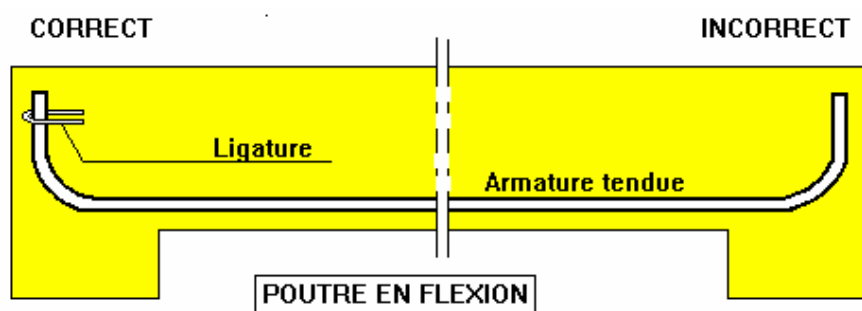
Toute armature courbe et tendue, exerce sur le béton une poussée dans le plan de courbure et du coté de la concavité. Si l'armature est comprimée, la poussée est exercée du coté de la convexité.



Si la poussée est orientée vers une face externe, il y a risque d'éclatement du parement. Il faut donc, pour éviter les poussées au vide, choisir un tracé judicieux des armatures. Par exemple, les poussées doivent être, dans les courbures, orientées vers la masse du béton.

Lorsque, par contre, des raisons constructives nous poussent à prévoir des poussées orientées vers le parement, il faut alors obligatoirement prévoir des ligatures ancrées dans la masse de l'élément (article A.7.4,2 du BAEL91).

Exemple: Problème particulier des ancrages avec retour d'équerre



Il convient soit de disposer une ligature ancrée dans la masse du béton, soit mieux, d'incliner le retour de l'ancrage vers la masse du béton pour obtenir alors un crochet (article A.7.4,3 du BAEL91).

