

Chapitre 02 : Réglementation et Hypothèses de calcul aux états limites

2.1. Introduction

La sécurité est définie comme étant l'absence de risque et dans le domaine de la construction ; cela implique la stabilité, la durabilité et l'aptitude à l'emploi. La sécurité absolue n'existe pas, il faut accepter une probabilité non négligeable d'accident.

Le dimensionnement des ouvrages et la vérification de la sécurité ne peuvent pas se faire de manière empirique, ils sont basés sur des règles de calcul bien précises (réglementation).

2.2. Théorie semi -probabiliste - Etats limites : (B.A.E.L) 83-91

Les règles antérieures aux règles du BAEL, faisaient intervenir un coefficient de sécurité global pour tenir compte des diverses incertitudes. 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 .

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

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

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 300 kg/m³ minimum est requis.

Les justifications menées à partir des règles BAEL91, font 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.

Cette nouvelle théorie consiste à :

1- Définir les phénomènes que l'on veut éviter (l'état limite), ces phénomènes sont :

- Ouverture des fissures soit par :

a- Compression excessive dans le béton.

b- Traction excessive dans l'acier.

- Déformation importante dans l'ensemble.

2- Estimer la gravité des risques liés à ces phénomènes (on distingue les états limites ultimes et les états limites de services).

3- Dimensionner les éléments de la construction de telle manière que la probabilité d'atteindre l'un de ces phénomènes reste faible.

2.3. Les états limites :

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 .

- 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.

2.4. Actions et sollicitations :

2.4.1. Définitions :

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

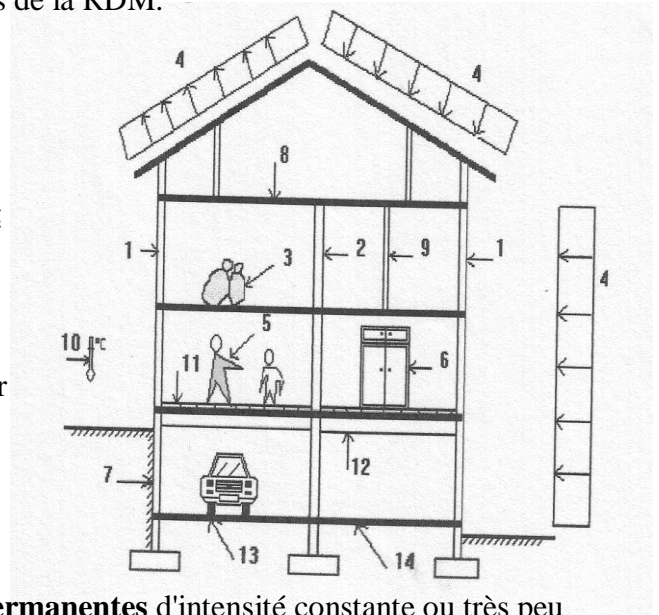
Les sollicitations sont les efforts normaux et tranchants et les moments fléchissant et de torsions qui sont calculés à partir des actions en utilisant les procédés de la RDM.

2.4.2. 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.

A. Les actions permanentes : Symbole général G

Elles résultent du poids spécifique des matériaux mis en œuvre et des dimensions de l'ouvrage. 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.

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

B. Les actions variables : Symbole général Q1 pour les actions de base et Qi pour les actions d'accompagnement

- Les charges d'exploitation : **Symbole QB en bâtiment et Qr 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. Par exemple, pour des bâtiments à usage d'habitation et pour des pièces servant à l'hébergement, on prévoira une charge de $1,5\text{KN/m}^2$.

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**

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'étalement.

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.

C. 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 algériennes (RPA99 version 2003).

2.4.3. 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.

A. Principe :

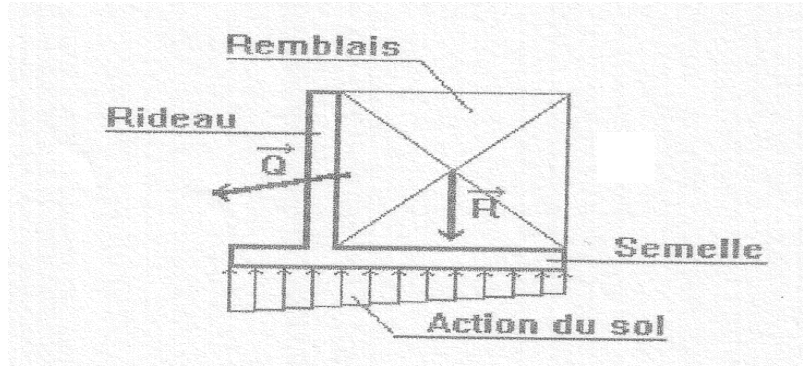
En fonction des situations qu'une construction va connaître, nous allons être obligé de superposer les effets de plusieurs actions. Pour cela :

- nous affecterons à chaque type d'actions, un coefficient de sécurité partiel,
- nous combinerons les actions obtenues (principe de superposition des effets),
- nous déterminerons là où 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} .

B. 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:

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} \cdot Q1 + \Sigma 1,3 \cdot \Psi_{0i} \cdot Qi$$

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

$\gamma_{Q1} = 1,35$ pour la température, les charges d'exploitations 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.

Généralement la combinaison s'écrit : $1,35 G + 1,50 Q$

- **Combinaisons accidentelles :** Article [A.3.3,22](#) du BAEL

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

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

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](#)

C. Combinaisons d'actions à considérer pour ELS :

Nous avons la combinaison rare:

$$S = G_{\max} + G_{\min} + Q1 + \Sigma \Psi_{0i} Qi$$

Généralement la combinaison s'écrit : $G + Q$

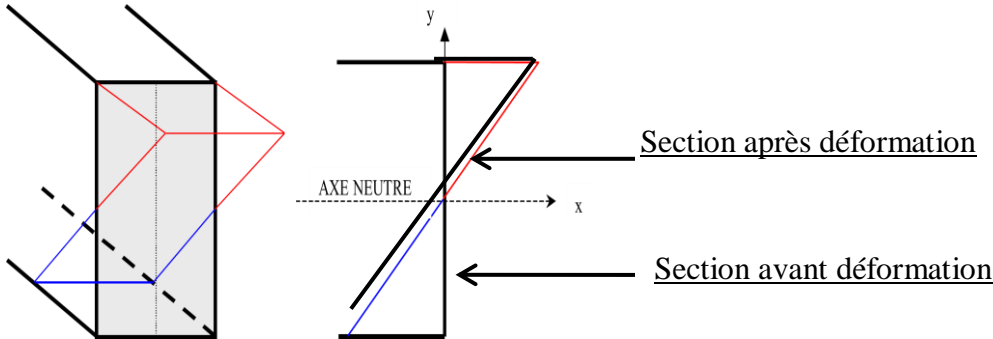
2.5. Hypothèses de calcul aux états limites :

2.5.1. Hypothèses à l'état limite ultime de résistance (E.L.U) :

Les principales hypothèses du calcul des sections en BA aux ELU sont les suivantes :

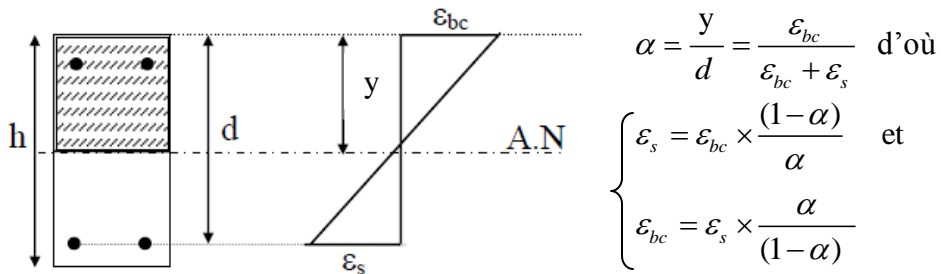
Hypothèse 01 :

Les sections droites, planes avant déformation, restent planes après déformation.



Hypothèse 02 :

Il n'y a pas de glissement relatif entre le béton et l'acier ($\epsilon_b = \epsilon_s$). La déformation des deux matériaux est la même. Il résulte de cette hypothèse que les déformations des fibres sont proportionnelles à leurs distances par rapport à l'axe neutre.

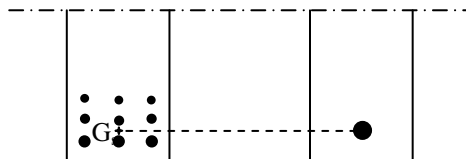


Hypothèse 03:

Le béton tendu est négligé dans les calculs.

Hypothèse 04:

La section totale d'un groupe de barres, tendues ou comprimées et disposé en plusieurs lits, peut-être remplacée par la section d'une barre unique située au centre de gravité G_s du groupe.

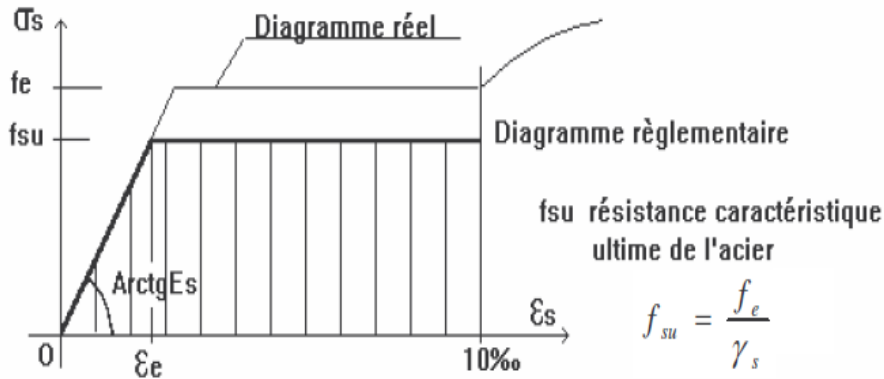


Hypothèse 05:

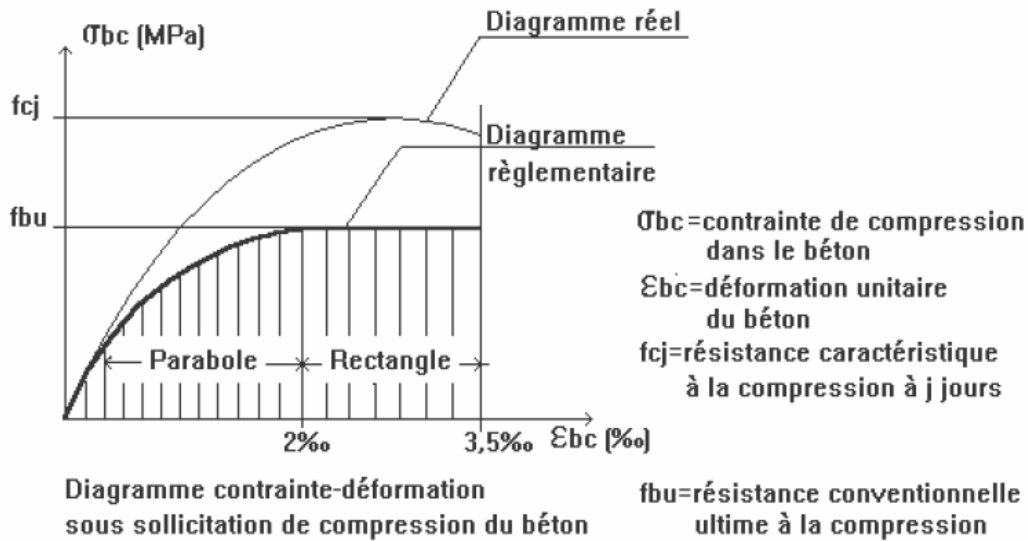
- Le diagramme contraintes déformations à considérer pour l'acier aux ELU en application de l'article A.2.2,2 est défini ci-dessous. Nous n'en retiendrons que la zone des tractions, la zone des compressions étant symétrique par rapport à l'origine.

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1,15 \text{ ou } 1 \text{ pour les combinaisons accidentelles (article A.4.3,2).}$$

$$\varepsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}, \quad \text{soit pour un Fe E 500 } \varepsilon_e = \frac{500}{1,15 \times 200000} = 2,17 \cdot 10^{-3}$$



- 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 $2 \cdot 10^{-3}$ est égal à :

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

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

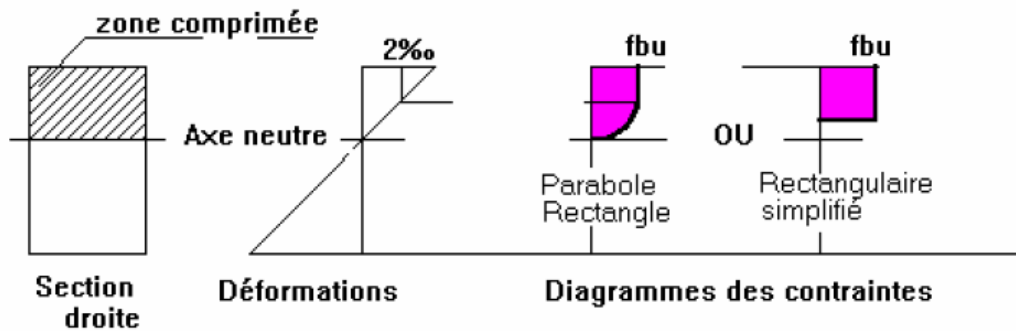
$\gamma_b = 1,15$ pour les combinaisons accidentelles

$\theta = 1$ dans le cas général quand la durée d'application des charges considérée est $>$ à 24 heures,

$\theta = 0,9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures,

$\theta = 0,85$ 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).



Hypothèse 06:

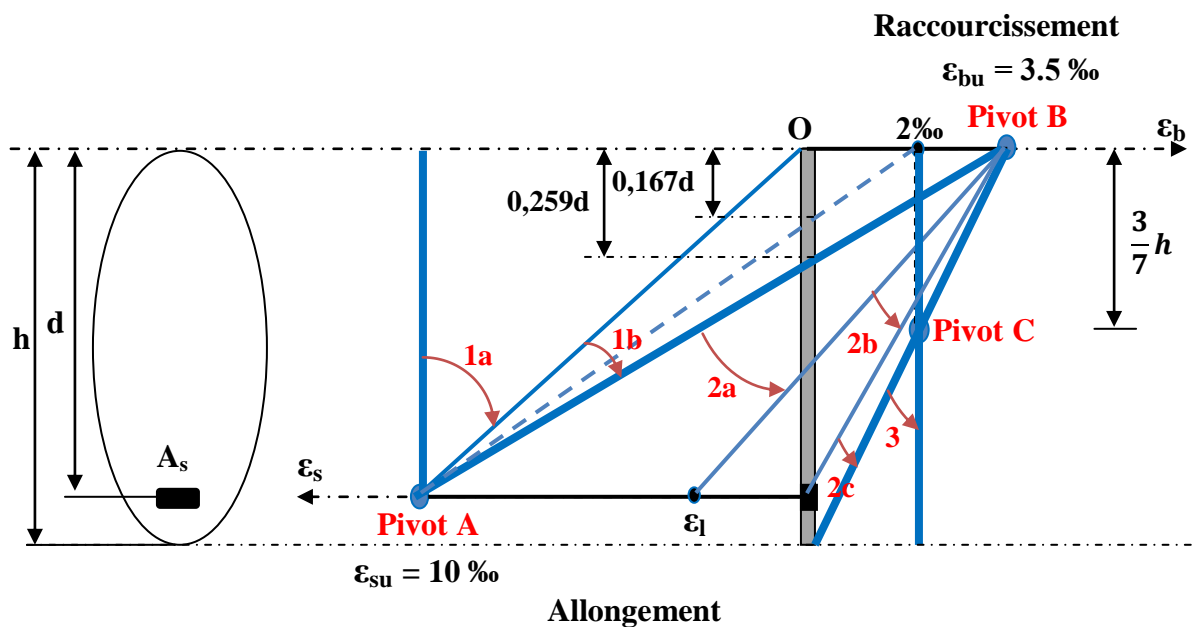
Les positions que peut prendre la droite représentant le diagramme des déformations dans la section sont celles indiquées au paragraphe ci-après. Pour déterminer les positions extrêmes de cette droite on admet :

- l'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ dans tous les cas.
- le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans les cas de flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de compression simple.

Règle des 3 pivots :

Le diagramme de déformation d'une section à l'état limite ultime de résistance représenté par une droite doit obligatoirement passer par l'un des trois points A, B ou C. Ces points, appelés pivots, dont la position sera définie sur la figure 2. Cette règle se fixe comme objectif pour utiliser au mieux le béton et l'acier.

Diagramme des déformations



A correspond à un allongement de 10‰ de l'armature la plus tendue, supposée concentrée au centre de gravité de l'ensemble des armatures.

B correspond à un raccourcissement de 3.5‰ du béton de la fibre la plus comprimée.

C correspond à un raccourcissement de 2‰ de la fibre de béton située à une distance égale à $\frac{3}{7}h$

(h = hauteur totale de section) de la fibre la plus comprimée.

On peut distinguer trois domaines sur la figure :

Domaine 1: Le diagramme des déformations passe par le point A qui correspond à un allongement maximum des aciers de 10%, les armatures tendue supposées concentrées en leur centre de gravité. Il se divise en 2 sous – domaines :

Le sous - domaine (1a) : le béton est toujours tendu et ne participe pas à la résistance de la section.

Il comprend le cas de la traction simple, qui correspond à la droite verticale passant par le pivot A.

Et une famille de sections entièrement tendues : la droite de déformation pivote autour de A jusqu'à la position AO.

Le sous - domaine (1b) : le béton est partiellement comprimé.

Il correspond au cas de la flexion simple, ou de la flexion composée, lorsque le béton n'atteint pas son raccourcissement ultime. La section comporte alors une zone comprimée et une zone tendue.

La limite de ce sous – domaine correspond à un diagramme de déformations où l'allongement des aciers est de 10 ‰ et le raccourcissement dans le béton est de 3.5 ‰. C'est un cas limite pour le domaine 1.

Déterminons la position de l'axe neutre correspondant à ce cas limite. Si y est la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée et d la hauteur utile de la section, nous avons :

$$\frac{y}{d-y} \text{ soit } \frac{3.5}{10} = \frac{y}{d-y} \text{ d'ou } y = \alpha \times d = 0.2593 \cdot d$$

Le domaine (1) sera décrit par la condition suivant :

$y \leq 0.2593d$ Le diagramme des déformations passe par le point A.

$y > 0,2593d$ Le diagramme des déformations passe par le point B.

Domaine 2 : Le diagramme des déformations passe par le point B qui correspond à un raccourcissement de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée du béton. On distingue 3 sous – domaines :

Sous - domaine (2a) :

C'est le cas de sections partiellement comprimées en flexion simple ou composée dont l'allongement des armatures est supérieur à l'allongement élastique (ϵ_1) donc les armatures sont plastifiées.

$$\varepsilon_b = 3.5 \text{ ‰} \text{ et } \varepsilon_l \leq \varepsilon_s \leq 10 \text{ ‰}$$

avec : $\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s}$ **Acier Type I**

La meilleure conception de poutres en flexion d'un point de vue optimisation des matériaux est le sous – domaine (2a) puisque les deux matériaux travaillent au maximum (conception de poutres sous – armées).

Sous - domaine (2b) :

C'est le cas de sections partiellement comprimées en flexion simple ou composée mais l'allongement des armatures tendues est inférieur à l'allongement élastique (ε_l) et les aciers travaillent dans le domaine élastique. $\varepsilon_b = 3.5 \text{ ‰}$ et $0 \leq \varepsilon_s < \varepsilon_l$

C'est le cas de poutres surarmées → mauvaise conception → mode de rupture fragile (brusque, qui n'avertit pas).

Sous - domaine (2c) :

Les armatures seront comprimées et le domaine (2) sera d'écrit par la condition : $0.2593d \leq y \leq h$

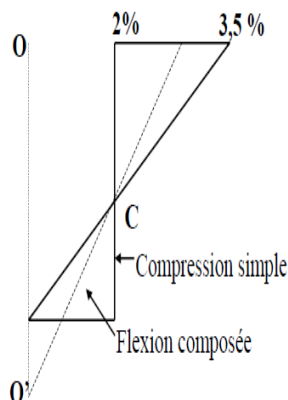
On serait en présence de section de béton partiellement comprimée en flexion composée avec armature comprimée.

La limite du domaine 2 c'est lorsque la fibre supérieure la plus comprimée du béton est à 3.5 ‰ de raccourcissement et la fibre inférieure a une déformation nulle ($y = h$) et c'est à partir de là que le diagramme des déformations commence à pivoter autour du point C.

Domaine 3 : (y > h)

Le diagramme des déformations passe par le point C et la section est entièrement comprimée et on distingue deux cas :

- Une famille de sections sollicitées en flexion composée entièrement comprimées où l'AN se trouve en dehors de la section (en bas) et le raccourcissement du béton est, dans toute la section, inférieur à son raccourcissement ultime.
- Une section sollicitée en compression simple où le raccourcissement du béton est égal à 2 ‰ sur toute la hauteur de la section. Le diagramme des déformations est uniforme et passe par le point C.



2.5.2. Hypothèses à l'état limite de service (E.L.S) :

Les principales hypothèses du calcul des sections en BA aux ELS sont les suivantes :

Hypothèse 01:

Les sections planes avant déformation restent planes après déformation. (Diagramme de déformation linéaire). Il n'y a pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

Hypothèse 02:

Le béton tendu est négligé.

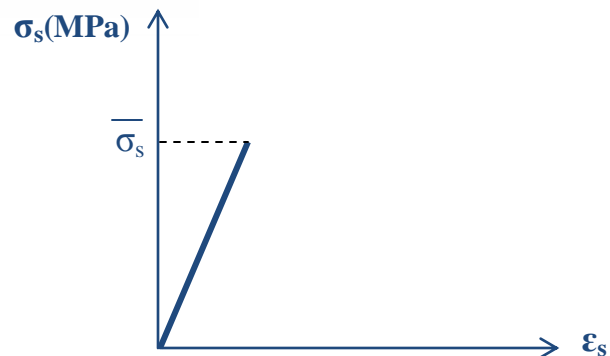
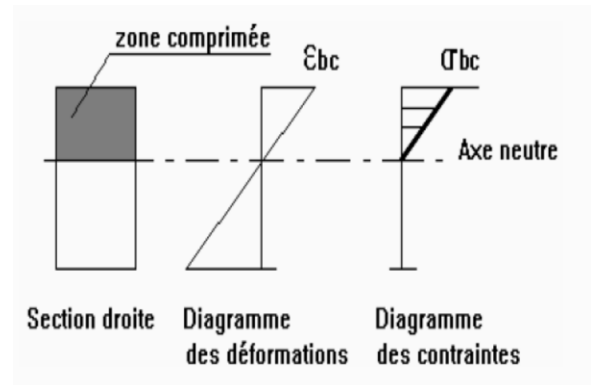
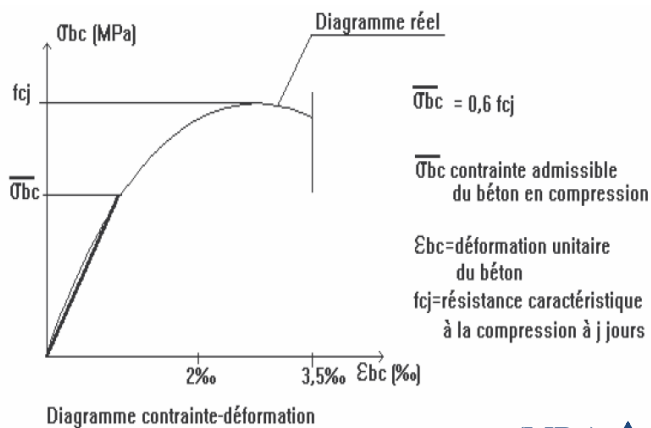
Hypothèse 03:

Le béton et l'acier seront considérés comme des matériaux linéairement élastiques, donc on leur applique la loi de HOOKE : $\sigma = E \cdot \varepsilon$

Les diagrammes ($\sigma - \varepsilon$) simplifiés de calcul à l'ELS du béton et de l'acier sont respectivement :

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 :



Hypothèse 04:

L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité.

Hypothèse 05:

Par convention, le coefficient d'équivalence $n = E_s / E_b$ a pour valeur $n = 15$.

Les hypothèses indiquées ci-dessus permettent d'appliquer au béton armé les formules de la RDM établies pour les corps homogènes, il suffit pour cela d'homogénéiser les sections de béton armé.

Homogénéisation de la section:

Une section d'acier travaille n fois plus qu'une même section de béton. Donc une section d'acier $\Leftrightarrow n$ fois qu'une section de béton. Pour homogénéiser la section de béton armé, on remplace la section d'acier A_s par une section de béton $nA_s = 15A_s$, ayant même centre de gravité que la section d'acier considérée.

En admettant que chaque élément d'aire de béton conserve sa valeur géométrique dans la zone comprimée de la section et a une valeur nulle dans la zone tendue.

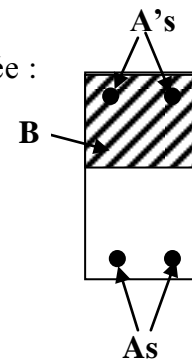
Dans ces conditions, nous aurons dans le cas d'une section partiellement comprimée :

$B_0 = B + 15 A's + 15 A_s$ avec :

B_0 : l'aire de la section homogénéisée.

B : l'aire de la section du béton comprimé.

$A_s, A's$: la section totale respective des armatures tendues et comprimées.

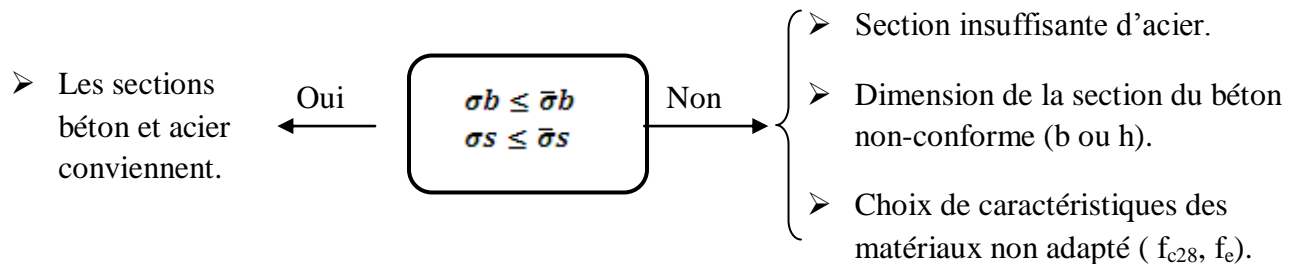


Contraintes limites des matériaux :

La vérification à L'E.L.S suppose que le matériau reste dans le domaine élastique et il y a une proportionnalité entre les contraintes et leurs déformations respectives.

L'E.L.S consiste à vérifier que les contraintes maximales dans la section la plus sollicitée restent inférieures à des valeurs limites fixées réglementairement.

Vérification des contraintes (justifications des sections) :



On distingue :

a) L'E.L de compression du béton (A.4.5.2) : Il faut que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{cj}$

b) L'E.L d'ouverture de fissures : il faut que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Les Contraintes limites de traction des armatures sont déterminées comme suit :

1°. Si la fissuration est peu préjudiciable : Aucune vérification n'est demandée et la contrainte dans les aciers n'est pas limitée. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, lorsque l'élément à vérifier est situé dans les locaux couverts.

2°. Si la fissuration est préjudiciable : la fissuration est considérée comme préjudiciable si les éléments sont exposés aux intempéries (pluie, neige, vent...) ou bien en contact avec l'eau douce. La contrainte de traction dans les armatures tendues sera limitée à la valeur suivante :

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

3°. Si la fissuration est très préjudiciable : la fissuration sera considérée comme très préjudiciable si l'élément est soumis à un milieu agressif. La contrainte de traction des armatures tendues sera limitée par la valeur suivante :

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{1}{2} \times f_e, 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$