

Chapitre 2

Prescriptions réglementaires

2.1 Introduction

Le matériau béton associé à l'acier induit un comportement plus complexe que ne peuvent le décrire les hypothèses très simplificatrices de la RDM.

C'est pourquoi, des règles de calcul précises destinées aux structures en béton armé ont été établies. Elles sont contenues dans le règlement **BAEL** (Béton Armé aux Etats Limites). La dernière version majeure date de 91 mais des modifications mineures ont été réalisées depuis. Dans ce cours on va se limiter à la version 91 révisée 99.

2.2 Actions et sollicitations

2.2.1 Les actions

Les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.) et aux déformations imposées (variations de température, tassements d'appuis, etc.) (A.3.1).

Le règlement BAEL 91 distingue: les actions permanentes, les actions variables et les actions accidentelles.

- **Les actions permanentes**, notées **G**, sont celles dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps. Les actions permanentes comprennent notamment le poids propre de la structure, celui 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. La masse volumique du béton armé est prise égale à $2,5 \text{ t/m}^3$.
- **Les actions variables**, notées **Q**, dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps. Il s'agit des charges suivantes :

- Charges d'exploitation (ratio d'utilisateurs, de véhicules, etc.) classées par durée d'application (provisoire, longue durée)
 - Charges climatiques (neige et vent)
 - Effets thermiques
- **Les actions accidentelles**, notées F_A , provenant de phénomènes rares, tels que séismes ou chocs.

2.2.2 Les sollicitations

Les sollicitations 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. Les sollicitations sont calculées après combinaisons des actions, en retenant le cas le plus défavorable.

2.2.3 Les combinaisons d'actions

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 : la neige

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 limites de service.

2.2.3.1 Pour la vérification des états limites ultimes de résistance (E.L.U.R.)

- *Cas des structures de bâtiment*

Actions permanentes $1,35 G_{max} + G_{min}$	Actions variables	
	de base $\gamma_{Q1} Q_1$	d'accompagnement $1,3 \psi_{02} Q_2$
1,35 G ou G	1,5 Q_B	0 ou W ou S_n ou $W + S_n$
	1,5 W	0 ou $1,3\psi_0 Q_B$ ou S_n ou $1,3\psi_0 Q_B + S_n$
	1,5 S_n	0 ou $1,3\psi_0 Q_B$ ou W ou $1,3\psi_0 Q_B + W$

2.2.3.2 Pour la vérification des états limites de service (E.L.S.)

- *Cas des structures de bâtiment*

Actions permanentes $G_{max} + G_{min}$	Actions variables	
	de base Q_1	d'accompagnement $1,3 \psi_{02} Q_2$
G	Q_B	0 ou 0,77 W ou 0,77 S_n
	W	0 ou $\psi_0 Q_B$
	S_n	0 ou $\psi_0 Q_B$

Remarques :

➤ Dans le cas le plus courant, l'unique combinaison d'actions à considérer pour **les fondations et les poteaux** est: **1,35. G + 1,5. Q.**

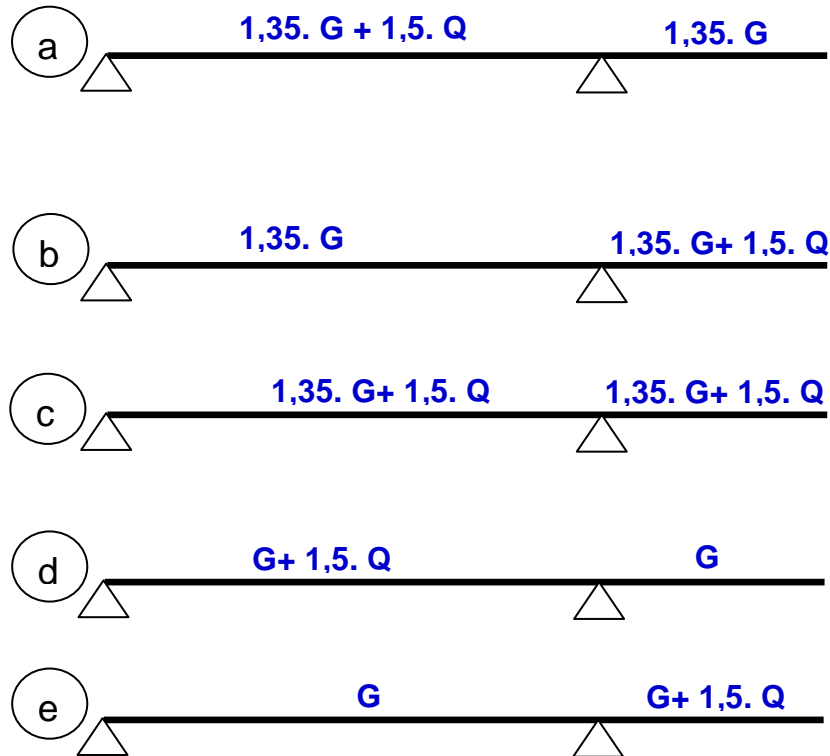
➤ Pour le cas des planchers (**poutres ou dalles**) :

a. Cas d'une seule travée sans porte-à-faut :

- La combinaison à considérer aux états limites E.L.U.R. est : **1,35 . G + 1,5 . Q.**
- La combinaison à considérer aux états limites E.L.S. est : **G + Q**

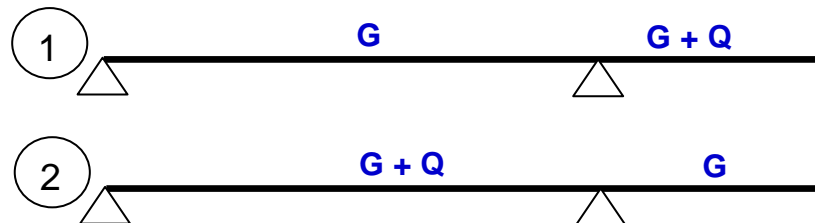
b. Cas d'une poutre reposant sur deux appuis, prolongée par un porte-à-faux

b.1 Aux états limites E.L.U.R.



- La combinaison d est prise en compte pour la justification de l'équilibre statique mais avec $0,9G$ au lieu de G dans la travée adjacente au porte-à-faux.

b.2 Aux états limites E.L.S.



2.2.3.3 Combinaisons accidentelles

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

avec :

- F_A : valeur nominale de l'action accidentelle (Séisme par exemple);

- $\psi_{11}Q_1$: valeur fréquente d'une action variable ;
- $\psi_{2i}Q_i$: valeur quasi permanente d'une autre action variable.
- Dans les structures de bâtiment, on se réfère au règlement RPA 99 Version 2003 (Règlement Parasismique Algérien).

2.3 Déformations et contraintes de calcul

2.3.1 Etat limite ultime de résistance

2.3.1.1 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 à la traction du béton est négligée;
- les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10 ‰, pour le raccourcissement unitaire du béton à 3,5 ‰ en flexion et 2 ‰ en compression simple ;
- le diagramme déformations-contraintes du béton est défini au paragraphe 2.3.1.2.
- le diagramme déformations-contraintes de l'acier est défini au paragraphe 2.3.1.3.
- 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 (voir paragraphe 2.3.1.4).

2.3.1.2 Diagrammes déformations-contraintes du béton (B.A.E.L. A.4.3.41)

On distingue deux types de diagrammes (Fig. 2.1):

- Le diagramme «parabole-rectangle» (BAEL A.4.3,41);
- Le diagramme rectangulaire simplifié (Fig. 2.2). Ce diagramme peut remplacer le diagramme parabole-rectangle si la section considérée n'est pas entièrement comprimée (cas de la flexion simple) (BAEL A.4.3,42).

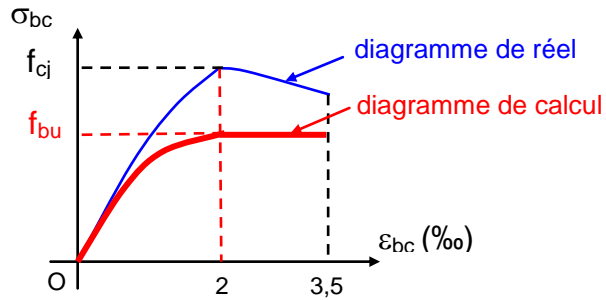


Fig. 2.1 : Diagramme Parabole-Rectangle

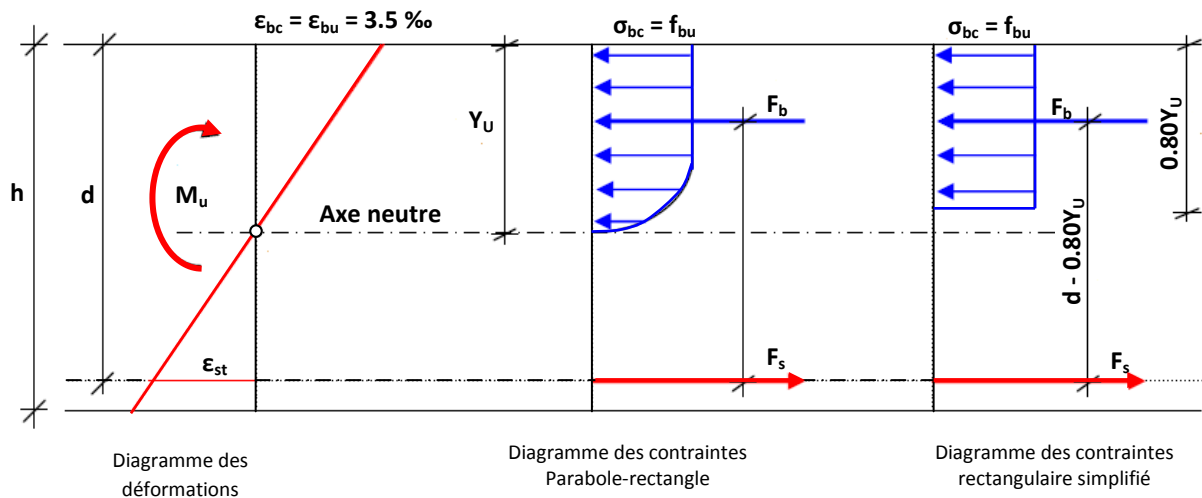


Fig. 2.2 : Diagrammes déformations-contraintes du béton

Notations:

- 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 j jour
- γ_b : coefficient de sécurité

- $\gamma_b = 1,5$ dans le cas général
- $\gamma_b = 1,15$ pour les combinaisons accidentelles
- θ : dépend de la durée d'application des charges.
 - $\theta = 1$: lorsque la durée probable d'application des charges considérées est supérieure 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.

2.3.1.3 Diagramme déformations-contraintes de l'acier (B.A.E.L. 4.3,2)

Le diagramme de calcul se déduit de celui conventionnellement défini des déformations-contraintes conformément à la figure 2.3.

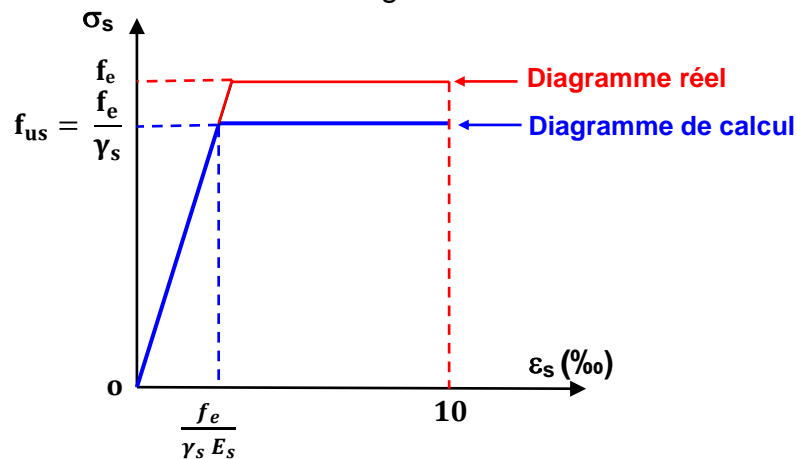


Fig. 2.3 : Déformations-contraintes de l'acier

- f_e : Limite d'élasticité garantie;
- γ_s : Coefficient de sécurité :
 - Cas courants: $\gamma_s = 1,15$
 - Combinaisons accidentelles : $\gamma_s = 1$
- Module d'élasticité longitudinale : $E_s = 200\,000\text{MPa}$

- **Contrainte de calcul:**

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

2.3.1.4 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 définis sur la Fig. 2.4.

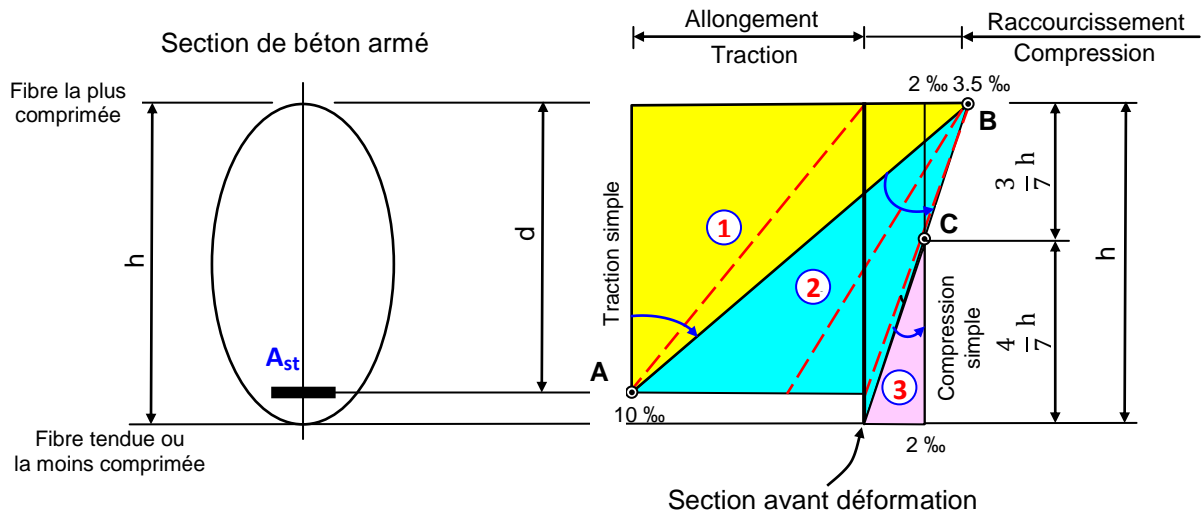


Fig. 2.4 : Diagramme des déformations limites de la section

L'analyse de ce diagramme est comme suit :

➤ **Pivot A (Domaine 1):**

- Allongement de l'acier le plus tendu : $\epsilon_{st} = 10\text{‰}$;
- Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

➤ **Pivot B (Domaine 2):**

- Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$;
- Pièces soumises à la flexion simple ou composée (béton partiellement comprimé).

➤ **Pivot C (Domaine 3):**

- Raccourcissement du béton comprimé $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ 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.

2.3.2 Etat limite de service

Les vérifications à effectuer portent sur :

- un état limite de compression du béton (A.4.5,2) ;
- un état limite d'ouverture des fissures (A.4.5,3).

2.3.2.1 Hypothèses de calcul (BAEL A.4.5,1)

- Les sections droites restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre armatures et béton $\epsilon_b = \epsilon_s$;
- 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** ($E_s/E_b = n = 15$).

2.3.2.2 Etat limite de compression du béton à l'ELS

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

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

2.3.2.3 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 $\overline{\sigma}_{st}$ ($\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$)

Contraintes limites de traction des aciers ($\overline{\sigma}_{st}$)

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

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

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

- 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** (l'élément est soumis à un milieu agressif) :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

2.4 Condition de non - fragilité (A.4.2,1)

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'exprime alors par la condition suivante :

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

Avec :

f_e : limite d'élasticité de l'acier ;

B : section totale du béton tendu;

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

Dans le cas des pièces de section rectangulaire soumises à la flexion simple:

$$A_{st} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

b et d : sont les dimensions de la section.