

Chapitre 3 : Compression simple

3.1. Définition:

Une pièce est sollicitée en **compression simple** lorsque l'ensemble des forces extérieures appliquées d'un même côté d'une section droite se réduit à une **force unique normale de compression**, perpendiculaire à la section et passant par son **centre de gravité (CdG)** (**Figure 3.1**). En effet, la résultante des efforts est exclusivement une force de compression axiale (aucun moment de flexion ni effort tranchant), et la force est appliquée au **CdG de la section homogène** (béton + aciers), garantissant une répartition uniforme des contraintes.

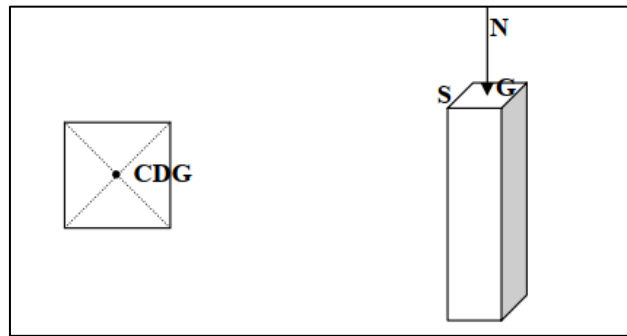


Figure.3.1. Pièce soumise à la compression simple

3.2. Hypothèses de calcul

Les règles BAEL définissent les hypothèses suivantes pour le calcul des poteaux en **compression centrée** :

- **Excentricité réduite** :

L'excentricité de l'effort normal N_u doit être **faible**, garantissant que la résultante agit quasi axialement.

- **Rectitude géométrique** :

Les imperfections de rectitude (défauts d'alignement) sont limitées à **max(1cm ; $l_0/500$)**, où l_0 est la longueur libre du poteau.

- **Élancement maximal** :

L'élancement mécanique $\lambda = l_0/i$ (avec $i = \sqrt{I/B}$, rayon de giration) doit être **inférieur à 70** pour éviter le risque de flambement.

- **Alignement des centres de gravité** :

Le centre de gravité (CdG) des **armatures longitudinales** doit être confondu avec le CdG de la **section de béton**, assurant une répartition uniforme des contraintes.

- **Calcul exclusif à l'ELU** :

Aucune vérification à l'État Limite de Service (ELS) n'est requise. Le dimensionnement et la détermination des armatures se font **uniquement à l'ELU**.

- **Comportement mécanique** :

La section est **entièrement comprimée**, conduisant à un diagramme de déformations passant par le **Pivot C** :

Déformation maximale du béton : $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$.

- **Compatibilité acier-béton** :

Aucun glissement relatif : $\varepsilon_{sc} = \varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$. (les aciers atteignent la même déformation que le béton).

3.3. Combinaison d'action de base

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

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

avec :

N_G : charges verticales permanentes

N_Q : charges verticales d'exploitation

3.4. Flambement et élancement d'un poteau

3.4.1. Concept fondamental du flambement

Lorsqu'un poteau est soumis à une **compression axiale**, il peut subir un phénomène d'instabilité appelé **flambement** : déformation latérale soudaine entraînant une ruine brutale, même si les contraintes restent inférieures à la résistance des matériaux. Ce risque est particulièrement critique pour les poteaux élancés.

3.4.2. Longueur de flambement (l_f)

La longueur de flambement l_f est une longueur fictive qui remplace la longueur libre réelle l_0 dans les calculs de stabilité. Elle modélise la distance entre points de moment nul (points d'inflexion) dans la déformée du poteau.

l_f dépend des conditions d'appui aux extrémités (Figure. 3.2) :

3.4.2.1. Cas du poteau isolé

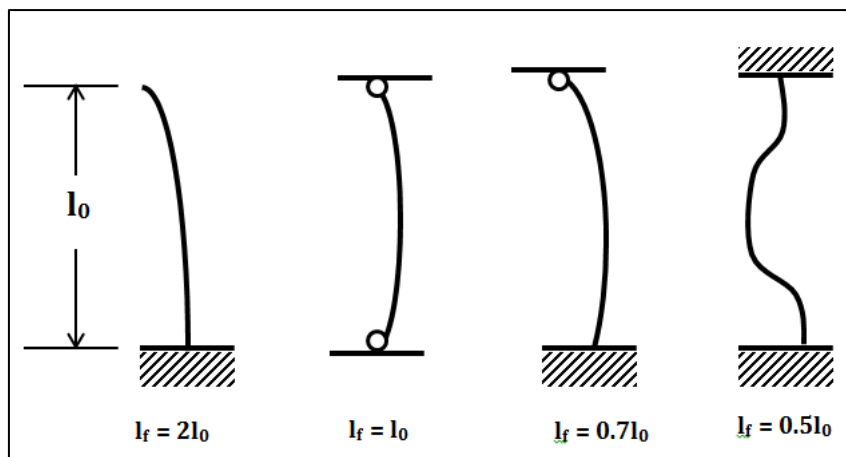


Figure 3.2 : Relation entre la longueur libre l_0 et la longueur de flambement l_f

3.4.2.2. Cas des bâtiments :

Pour les poteaux de bâtiments, la longueur de flambement l_f est déterminée selon des règles spécifiques liées aux **conditions de rigidité des liaisons** avec les planchers et fondations (Figure 3.3).

La longueur libre l_0 est mesurée :

- **Entre planchers** : Distance entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.
- **Sur fondation** : Distance entre la face supérieure de la fondation et la face supérieure du premier plancher.

- Cas d'un étage courant (Figure 3.3)

Les poutres connectées au poteau ont une inertie supérieure à celle du poteau :

$$I_{poutre1} \geq I_{poteau} \text{ et } I_{poutre2} \geq I_{poteau} \Rightarrow \text{Longueur de flambement : } l_f = 0.707l_0$$

Cette valeur correspond à un **encastrement partiel** (équivalent à $l_f = 0.707l_0$), assurant une stabilité optimisée grâce à la rigidité des planchers.

- Cas d'un poteau sur fondation (Figure 3.3)

La poutre connectée au poteau a une inertie supérieure :

$$I_{poutre} \geq I_{poteau} \Rightarrow \text{Longueur de flambement : } l_f = 0.707l_0$$

La fondation est considérée comme un **appui encastré**, et la rigidité de la poutre limite la rotation en tête → même principe que l'étage courant.

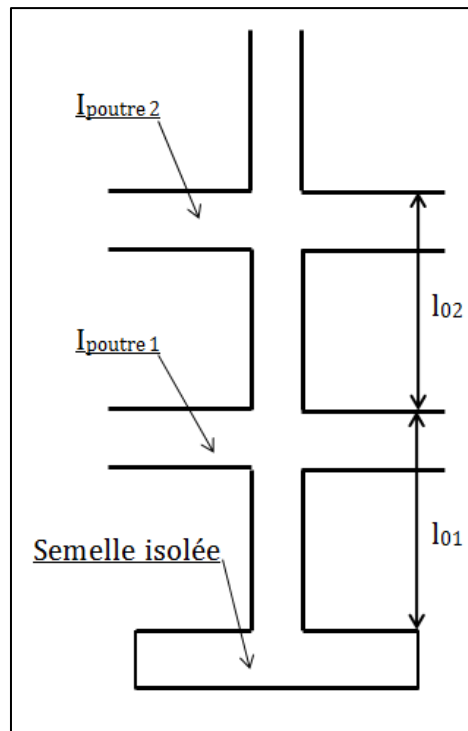


Figure.3.3 : Longueur de flambement pour un bâtiment

3.4. 3. L'élançement :

L'élançement λ est un paramètre fondamental caractérisant la **sensibilité au flambement** d'un poteau. Il est défini par l'équation suivante:

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{min}} \quad (\text{Eq.3.1})$$

l_f : Longueur de flambement (déterminée par les conditions aux limites).

i_{min} : Rayon de giration minimal de la section transversale, **il est donné par l'équation suivante :**

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{B}} \quad (\text{Eq.3.2})$$

I_{min} : Moment d'inertie minimal de la section (autour de l'axe le moins rigide).

B : Aire de la section brute de béton.

Le tableau 3.1. présente les valeurs de miment d'inertie et le rayon de giration d'une section rectangulaire et une section circulaire

Section	I_{min}	i_{min}	λ
Rectangulaire a<b	$I_{min} = \frac{b \cdot a^3}{12}$	$i_{min} = \frac{a}{2\sqrt{3}}$	$\lambda = \frac{l_f \cdot 2\sqrt{3}}{a}$
Circulaire	$I = \frac{\pi \cdot d^4}{64}$	$i = \frac{d}{4}$	$\lambda = \frac{4l_f}{d}$

3.5. Calcul à l'état limite ultime de résistance

Selon la condition de résistance, la sollicitation agissante N_u doit être au plus égale à la sollicitation résistante $N_{u,lim}$ (Eq.3.3) :

$$N_u \leq N_{u,lim} \quad (\text{Eq.3.3})$$

3.5.1. Effort normal limite théorique

L'effort normal limite théorique pour une section en béton armé, soumise à une **compression centrée** (sans flambement), est donné par l'équation suivante:

$$N_{ultimr} = B \cdot f_{bu} + A_{sc} \cdot \sigma_{sc(2\%o)} \quad (\text{Eq.3.4})$$

f_{bu} : Résistance de calcul du béton en compression, donnée par l'équation 3.5

$$f_{bu} = \theta_{bc} \cdot f_{cj} = \theta_{bc} \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{Eq.3.5})$$

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours (MPa).

γ_b : Coefficient partiel de sécurité pour le béton (généralement **1.5**).

θ_{bc} : Coefficient tenant compte des effets à long terme (généralement **0.85**).

B : Aire de la section transversale de **béton seul** (sans aciers).

$\sigma_{sc(2\%o)}$: Résistance de calcul de l'acier, donnée par l'équation 3.6

$$\sigma_{sc(2\%o)} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{Eq.3.6})$$

f_e : Limite d'élasticité caractéristique de l'acier (MPa).

γ_s : Coefficient partiel de sécurité pour l'acier (généralement **1.15**).

A_{sc} : section totale des armatures longitudinales.

3.5.2. Calcul à l'état limite de stabilité de forme

Lors de la vérification de la **stabilité de forme** (flambement) d'un poteau en béton armé, des précautions supplémentaires sont nécessaires. En effet, les défauts d'exécution (défauts d'aplomb, irrégularités de surface, etc.) réduisent sa résistance réelle par rapport à la résistance théorique. **Les Modifications apportées pour la sécurité sont les suivants:**

- **Coefficient réducteur α : ce coefficient est appliqué pour prendre en compte de manière forfaitaire l'imperfection géométrique initiale** (manque de rectitude) et **l'excentricité accidentelle** des charges. Il est généralement inférieur à 1. Il diminue la résistance nominale pour couvrir les incertitudes liées au flambement.

- **Section réduite de béton B_r** : Utilisée à la place de la section transversale réelle du béton B pour tenir compte spécifiquement de la **sensibilité aux défauts locaux d'exécution** en surface (enrobage irrégulier, béton moins compact en périphérie). B_r est une section fictive obtenue en retirant une épaisseur (ex: 1 cm) sur tout le pourtour de la section réelle B .

- Pour une section rectangulaire: $B_r = (b - 0.02) \times (a - 0.02)$
- Pour une section circulaire de diamètre D : $B_r = \pi \times (D - 0.02)^2 / 4$

3.5.3. Condition de résistance finale :

La force normale de calcul ultime N_u (effort de compression appliqué au poteau) doit être inférieure à la résistance réduite du poteau, calculée comme suit :

$$N_u \leq \alpha \cdot \left\langle \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_{sc} \cdot \sigma_{sc(2\%o)} \right\rangle \quad (\text{Eq.3.7})$$

Décomposition de la formule :

(a) Résistance du béton réduit :

- $B_r \times f_{c28}$: Résistance à la compression du béton sur la section réduite (f_{c28} = résistance caractéristique à 28 jours).
- $(0.9 \times \gamma_b)$: Coefficient de sécurité appliqué à la résistance du béton.
 - Le 0.9 est un coefficient supplémentaire conventionnel de sécurité appliqué spécifiquement au béton dans la résistance au flambement (d'origine réglementaire BAEL).
- **Signification** : $\left\langle \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right\rangle$ représente la résistance de calcul au flambement attribuable au béton *confiné* dans la section réduite B_r .

(b) Résistance des aciers comprimés :

- A_{sc} : Section totale des armatures longitudinales comprimées.
- $\sigma_{sc(2\%o)}$: Contrainte de calcul dans les aciers comprimés.
- **Signification** : $A_{sc} \cdot \sigma_{sc(2\%o)}$ représente la résistance de calcul au flambement attribuable aux armatures longitudinales.

(c) Somme des résistances et application de α :

- $\left\langle \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_{sc} \cdot \sigma_{sc(2\%o)} \right\rangle$: Représente la résistance nominale au flambement du poteau (béton + acier) sur section réduite.
- $\alpha \times [\dots]$: Le coefficient réducteur global α est appliqué à cette résistance nominale pour obtenir la résistance de calcul *admissible* au flambement, tenant compte des imperfections géométriques globales.
- **Signification finale** : Le terme de droite $\alpha \cdot \left\langle \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_{sc} \cdot \sigma_{sc(2\%o)} \right\rangle$ est la **résistance de calcul ultime au flambement (Nult)** du poteau, après application de toutes les réductions de sécurité.

3.5.4. Calcul de α en fonction de l'Élancement λ

α est un coefficient (inférieur ou égal à 1.0) qui réduit la capacité portante théorique d'un poteau en béton armé (N_u) pour tenir compte des effets du second ordre (déformations supplémentaires et efforts induits par la flexion due au flambement sous charge axiale).

Les calculs classiques (premier ordre) supposent que la charge est parfaitement centrée et que le poteau est parfaitement droit. En réalité, des imperfections (excentricités accidentelles, défauts de rectitude) et les déformations sous charge causent un flambement, réduisant la capacité portante réelle.

α permet d'effectuer une vérification simplifiée au flambement en réduisant directement la résistance du matériau (le béton) dans le calcul de N_u .

- **Cas 1 : $\lambda \leq 50$ (Poteaux courts ou moyennement élancés) voir l'équation (Eq.3.8)**

$$\alpha = \frac{0,85}{\left(1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right)} \quad (\text{Eq.3.8})$$

- **Cas 2 : $50 < \lambda \leq 70$ (Poteaux très élancés) voir l'équation (Eq.3.9)**

$$\alpha = 0,6 \cdot \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad (\text{Eq.3.9})$$

Note : La valeur de α doit être divisée par :

- **1,10** si la majorité des charges (> 50%) sont appliquées avant 90 jours,
- **1,20** si la majorité des charges (> 50%) sont appliquées avant 28 jours (dans ce cas, remplacer f_{c28} par f_{cj} dans les calculs).

3.5.5. Armatures longitudinales

a. Calcul de la section théorique : la section théorique des aciers longitudinaux peut être tirée par l'utilisation de l'équation précédente (Eq.3.7), on obtient ainsi la formule sur l'équation suivante :

$$A_{sc} = A_{sc_{théorique}} \geq \left[\frac{\left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B \cdot \gamma \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)}{\sigma_{sc(2\%o)}} \right] \quad (\text{Eq.3.10})$$

b. Calcul de la section minimale

Cette formule permet de limiter la fissuration et assurer la ductilité, elle est donnée par la formule suivante :

$$A_{min} = \max(4u, 0,2\%B) \quad (\text{Eq.3.11})$$

Avec : u périmètre de la section béton (en mètre),

c. Calcul de la section maximale

Correspond à **5% de la section de béton, elle permet d'éviter le surarmage** (rupture fragile du béton), et assurer le bon compactage du béton entre les armatures, elle est donnée par la formule suivante :

$$A_{max} = 5\%B \quad (\text{Eq.3.12})$$

d. Section d'acier finale : (équation 3.13)

$$A_{sc} = \max(A_{sthéor}, A_{min}) \text{ et } A_{sc} \leq A_{max} \quad (\text{Eq.3.13})$$

3.5.6 Armatures transversales :

Les armatures transversales (cadres) a pour rôle d'empêcher le **flambage des aciers longitudinaux** (déformation latérale sous compression) et assurer :

- Le **confinement du béton** (amélioration de la ductilité),
- La **stabilité géométrique** des armatures lors du coulage,

- La **résistance aux efforts tranchants** (dans les poutres).

a. Diamètre minimal des armatures transversales (ϕ_t) :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par l'équation ci-dessous :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l,max}}{3} \quad (\text{Eq.3.14})$$

ϕ_t : Diamètre de l'armature transversale (mm),

$\phi_{l,max}$: Diamètre maximal des armatures longitudinales maintenues (mm).

- **Pourquoi 1/3 ?**, pour assurer une **rigidité suffisante** pour bloquer le flambement des barres longitudinales.

b. Espacement maximal entre les nappes (s_t)

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

- s_t : Espacement centre-à-centre entre nappes (cm),
- a : Plus petite dimension transversale de la pièce (cm),
- $\phi_{l,min}$: Diamètre **minimal** des armatures longitudinales (cm).
- **40 cm** : Limite absolue pour garantir un **maintien fréquent**.
- **a+10 cm** : Adapté à la **taille de la section** (ex: si $a=30 \text{ cm} \rightarrow s_t \leq 40 \text{ cm}$).
- **15 $\phi_{l,min}$** : Limite liée au **diamètre des barres** (ex: si $\phi_{l,min}=12 \text{ mm} \rightarrow s_t \leq 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$).

c. Cas particulier : Zones de recouvrement

Au moins 3 nappes d'armatures transversales dans les zones de recouvrement. Les recouvrements (soudure par chevauchement des barres) sont des **zones critiques** où :

- Les contraintes sont localisées,
- Le risque de **désordre** (éclatement du béton, flambement) est élevé.

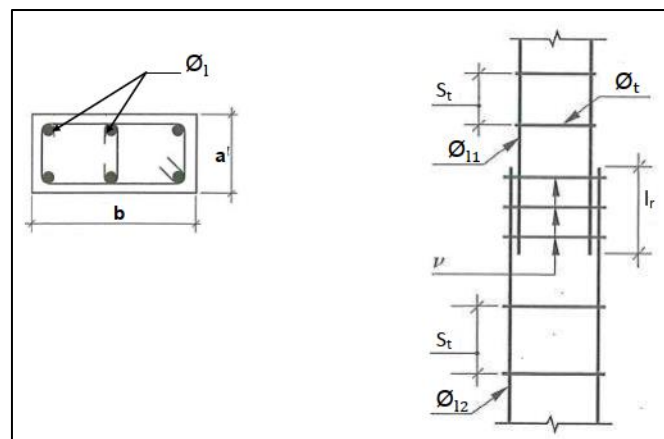


Figure. 3.6 : Les armatures transversales

3.5.7 Dispositions constructives et recommandations

3.5.7.1. L'enrobage :

L'enrobage est l'épaisseur de béton située entre la surface extérieure d'une armature et la surface la plus proche de l'élément en béton (parement). C'est un paramètre **crucial** pour :

- **Protection des aciers contre la corrosion** : C'est sa fonction principale. Le béton crée un environnement alcalin protégeant l'acier. Un enrobage suffisant retarde la pénétration des agents agressifs (chlorures de l'eau de mer, CO_2 de l'air provoquant la carbonatation, humidité, produits chimiques).
- **Adhérence béton-acier** : Permet une bonne transmission des efforts entre le béton et les armatures (ancrage).
- **Protection contre l'incendie** : Le béton constitue une couche isolante thermique protégeant les aciers de températures excessives pendant un certain temps.
- **Confiner les armatures** : Maintient les barres en position lors du coulage du béton.

a) Règles d'enrobage minimal (c_{\min}) :

L'enrobage minimal dépend **principalement de l'environnement** auquel l'élément en béton est exposé. Les valeurs données sont des minima absolus :

- **$c_{\min} \geq 5 \text{ cm (50 mm)}$:**
 - **Environnement** : Très agressif.
 - **Exemples concrets** :
 - Ouvrages en **mer** (digues, quais, piles de ponts maritimes).
 - Ouvrages exposés aux **embruns** (front de mer, ponts côtiers).
 - Ouvrages dans des **industries chimiques** (usines, réservoirs exposés à des acides, bases, solvants agressifs).
 - **Pourquoi ?** L'eau de mer (chlorures) et les atmosphères chimiques sont hautement corrosives. Un enrobage épais est indispensable pour retarder considérablement l'atteinte des armatures par ces agents.
- **$c_{\min} \geq 3 \text{ cm (30 mm)}$:**
 - **Environnement** : Agressif ou exposé aux intempéries/condensations.
 - **Exemples concrets** :
 - **Parois extérieures** de bâtiments (façades, balcons, corniches).
 - Éléments exposés aux **intempéries** (poteaux extérieurs, dalles de toiture-terrace non protégées, ponts routiers).
 - Éléments soumis à des **condensations fréquentes et importantes** (salles de bains mal ventilées, piscines couvertes, locaux de process humides et chauds, certains parkings souterrains).
 - Zones exposées aux **sels de déverglaçage** (dalles de ponts routiers, trottoirs).
 - **Pourquoi ?** L'eau (pluie, neige, condensation) et les cycles gel/dégel accélèrent la pénétration des agents corrosifs et la dégradation du béton. Les sels de déverglaçage sont très corrosifs.
- **$c_{\min} \geq 1 \text{ cm (10 mm)}$:**
 - **Environnement** : Peu ou pas agressif.
 - **Exemples concrets** :

- **Parois intérieures** de bâtiments **couverts et clos** (murs, poteaux, poutres, dalles à l'intérieur d'un bureau, d'un appartement, d'une usine "sèche").
- **Condition essentielle** : Pas d'exposition aux condensations significatives ni aux intempéries.

b) Règles complémentaires ($c \geq \varphi_l$ et c_g) :

En plus des minima liés à l'environnement, l'enrobage minimal doit **toujours** satisfaire à deux autres conditions, quelle que soit l'exposition :

- **$c \geq \varphi_l$ (Diamètre maximal des armatures longitudinales) :**
 - **Pourquoi ?**
 - **Adhérence** : Assurer une longueur d'ancrage suffisante autour de la barre.
 - **Mise en place/Compactage** : Permettre au béton de bien enrober la barre et de circuler sans blocage, surtout dans les zones très ferrillées.
 - **Fissuration** : Limiter la largeur des fissures en surface (l'enrobage influence l'espacement des fissures).
- **$c \geq c_g$ (Diamètre maximal du granulat) :**
 - **Pourquoi ?**
 - **Compactage** : Permettre au béton, en particulier aux plus gros granulats, de passer librement entre les armatures et le coffrage pour remplir tout l'espace et éviter les nids de gravier (vides). Un granulat trop gros par rapport à l'enrobage bloquerait contre l'armature ou le coffrage.
 - **Homogénéité** : Garantir une répartition homogène des granulats près de la surface.

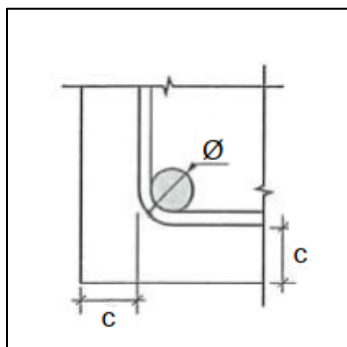


Figure. 3. 7. Enrobage dans le béton

3.5.7.2. L'espacement entre les armatures longitudinales :

Les armatures sont placées près des parois (généralement les faces tendues) pour résister aux efforts de flexion. La répartition doit être efficace pour résister à la flexion, quelle que soit la direction de celle-ci (axe fort ou axe faible de la section).

- **Distance maximale (e) entre 2 armatures voisines sur une même face :**

Deux critères stricts limitent cet espacement e :

- **Critère 1 : Petit côté du rectangle + 10 cm**

- Si la section fait $b \times h$ avec $b < h$ (petit côté = b), alors $e \leq b + 10$ cm.
- *Exemple* : Si $b = 30$ cm, alors $e \leq 30 + 10 = 40$ cm.

- **Critère 2 : 40 cm**

- $e \leq 40$ cm est une limite absolue, quelle que soit la dimension de la section.
- *Exemple* : Si $b = 35$ cm, $b + 10 = 45$ cm. Mais e ne peut pas dépasser 40 cm. Donc $e \leq 40$ cm.

"Si > 35 " (sous-entendu : "Si le petit côté > 35 cm") : Cette phrase est cruciale et souvent incomplète dans les résumés. La règle complète est généralement :

"Si le petit côté de la section > 35 cm, alors il faut prévoir des armatures intermédiaires dans la zone tendue."

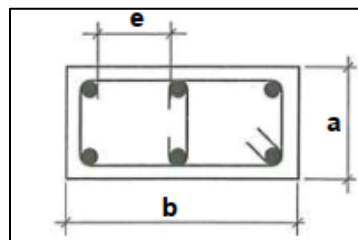


Figure. 3.8 : L'espacement entre les armatures longitudinales

3.5.7.3. La longueur de recouvrement :

La longueur de recouvrement (l_r) est la longueur sur laquelle deux barres d'acier doivent se chevaucher pour assurer une transmission continue des efforts de traction ou de compression.

Formule minimale : (Equation 3.15)

$$l_r \geq 0.6 \cdot l_s \quad (\text{Eq.3.15})$$

où l_s = longueur de scellement droit (longueur d'ancrage nécessaire pour développer la résistance maximale de l'acier).

La formule $l_r \geq 0.6 \cdot l_s$ s'applique **uniquement** si :

- **Pourcentage d'armatures recouvertes $\leq 50\%$** : Les recouvrements sont décalés (sinon l_r augmente).
- **Distance libre entre barres $\leq 4 \cdot \varphi$** :
 - Si $> 4 \cdot \varphi$, utiliser $l_r \geq l_s$.
- **Armatures transversales** : Des cadres ou étriers doivent maintenir les barres en place.

La longueur de base $l_r = 0.6 \cdot l_s$ doit être multipliée par des coefficients α_1 à α_7 selon :

Facteur	Condition	Coefficient
α_1	Position (sup./inf.)	0.7 à 1.4
α_2	Enrobage minimal	0.7 à 1.0
α_3	Confinement par étriers	0.7 à 1.0

Facteur	Condition	Coefficient
α_4	Confinement par barres transversales	0.7 à 1.0
α_5	Pression transversale	0.7 à 1.0

Longueur finale : $l_r = 0.6 \cdot l_s \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \geq 150 \text{ mm}$

3.5.7.4. Pour le calcul de N_u , les aciers pris en compte sont (Figure. 3.9):

Dans le calcul des éléments comprimés (art. 5.8 de l'EC2), N_u représente la résistance ultime en compression. La section d'acier A considérée n'est pas toujours la section totale placée, mais uniquement **les armatures efficaces** vis-à-vis du flambement. Deux critères filtrent les aciers :

- Critère 1 : Barres maintenues par des cadres (Figure. 3.9)

Seules les barres longitudinales maintenues par des armatures transversales (cadres/étriers) espacées d'au plus 15ϕ (ϕ = diamètre de la barre longitudinale) sont prises en compte.

- Critère 2 : Barres augmentant la rigidité dans le plan de flambement ($\lambda > 35$)

Si l'élanement $\lambda > 35$, seules les barres situées **dans les zones efficaces** (contribuant à la rigidité dans le plan de flambement) sont incluses dans A .

- $\lambda > 35$: Risque élevé de flambement → la résistance dépend de la **rigidité flexionnelle (EI)**, non seulement de la section d'acier totale.
- **Zones efficaces**
 - Si flambement selon l'axe **Y** → seules les barres **éloignées de l'axe Y** comptent (car elles augmentent I_y),
 - Si flambement selon l'axe **Z** → seules les barres **éloignées de l'axe Z** comptent.
- **Conséquence** : Les barres proches des axes neutres (centre ou zones peu excentrées) sont **négligées** car elles contribuent peu à la rigidité flexionnelle.

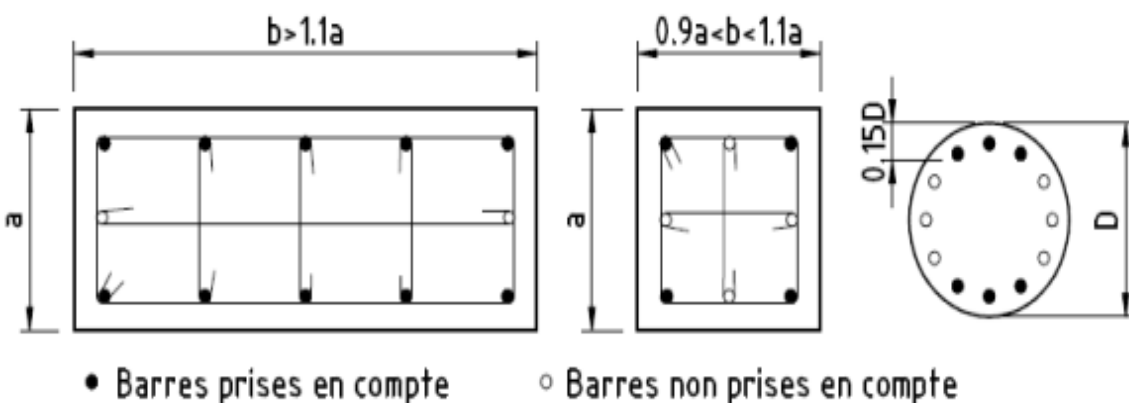


Figure. 3.9 : Acier à prendre en compte pour le calcul de N_u