

Dimensionnement des voiles en BA

R. Taleb et B. Eldjouzi

1. Introduction

Sous l'action sismique, des parties plus au moins importantes de l'extrémité du voile en béton, sollicité en compression, peuvent se trouver dans le domaine inélastique, cette situation peut être à l'origine d'une instabilité latérale

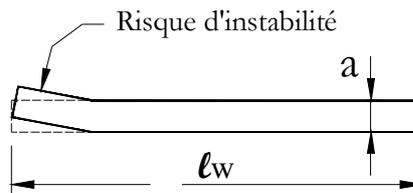


Figure - Instabilité latérale des murs

Compte tenu de cette éventualité, les règlements parasismiques imposent une épaisseur minimale de l'âme à 15cm. De plus, et à partir d'un certain niveau de contraintes, il ya lieu de prévoir aux extrémités des voiles des renforts conçus comme des poteaux, ou des voiles en retour.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console encastree à sa base; soumise à un effort normal P_u , un effort tranchant V_u et un moment fléchissant M_u qui est maximal dans la section d'encastrement.

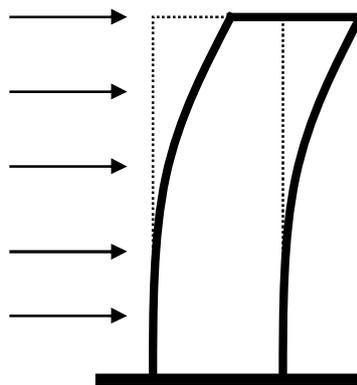


Figure – Le comportement du voile est similaire à celui d'une console

Selon les règlements parasismiques, il convient que les Armatures verticales nécessaires pour la vérification de la résistance à L'ELU, en flexion composée soient concentrées dans les éléments de rives, aux 02 extrémités de la section transversale du voile ou trumeau.

A la base du voile sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

Les armatures de l'âme horizontales et verticales assurent la résistance à l'effort tranchant.

Le voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement).
- Résistance à l'effort tranchant.
- Résistance en flexion composée

Dans ce qui suit nous présentant deux méthodes pour la calcul des voile en béton armé : la méthode des contraintes, la méthode de l'ACI 318

2. Calcul des voiles par la méthode des contraintes :

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire.

2.1. Justification de la stabilité et de la résistance d'un mur:

2.1.1. Effort de compression à l'ELU:

D'après [3] : L'effort limite ultime $N_{u,lim}$ est donné par les formules suivantes :

$$\blacksquare \text{ Dans le cas d'un mur non armé : } A = 0 \quad N_{u,lim} = \alpha \cdot \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b}$$

$$\text{avec : } B_r = l_w [a - 2(cm)], \quad \alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2} \quad \text{et} \quad \lambda = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a}$$

l_w : Longueur du mur

a : épaisseur du mur

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours.

f_e : Limite élastique de l'acier

$$\blacksquare \text{ Dans le cas d'un mur armé : } A \neq 0 \quad N_{u,lim} = \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2} \quad \text{Si } \lambda \leq 50 \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{0,65}{\left(\frac{50}{\lambda} \right)^2} \quad \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 80$$

Les valeurs de α sont à diviser par 1,10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

Si la majeure partie des charges est appliquée à un âge < 28 jours, on remplace f_{c28} par f_{cj} et α par $\alpha/1,20$.

On déduit la contrainte limite ultime qui vaut : $\sigma_{u,lim} = \frac{N_{u,lim}}{a \cdot l_w}$

$\sigma_{u,lim} = \sigma_{b,NA}$: Béton non armé

$\sigma_{u,lim} = \sigma_{b,A}$: Béton armé

Niveau de vérification du voile :

Deux vérifications doivent être faites aux niveaux I et II du mur :

section I-I à mi-hauteur d'étage $\sigma_u \leq \sigma_{u,lim}$

section II-II sous le plancher haut $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u,lim}}{a}$

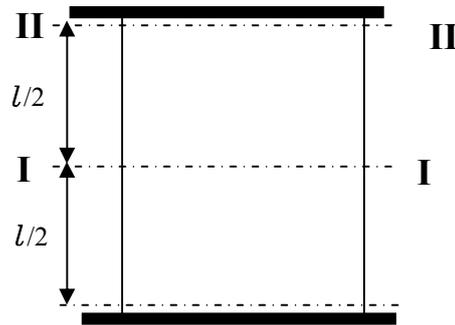


Figure – Niveau de vérification des contraintes l'âme du voile

2.1.2. Armatures verticales / Armatures horizontales:

| | Armatures verticales | Armatures horizontales |
|--|--|---|
| Espacement maximal entre axe des armatures | $\leq \min (33\text{cm} ; 2a)$ | $\leq \min (33\text{cm})$ |
| Armatures minimales | $A_{sv} \geq \rho_v \cdot d \cdot a$ | $A_{sh} \geq \rho_h \cdot 100 \cdot a$ |
| Pourcentage minimales | $\rho_v = \max \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400 \cdot \theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u,lim}} - 1 \right) \right]$ | $\rho_h \geq \max \left[\frac{2\rho_{vmax}}{3} ; 0,001 \right]$ |
| | Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire | ρ_{vmax} : % vertical des armatures verticales de la bande la plus armée |

- la section d'armatures correspondant au pourcentage doit ρ_v être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- la section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de

mur limité par des ouvertures.

2.2. Cas d'une section entièrement comprimée :

Du fait d'un schéma linéaire des contraintes, on pourra considérer qu'une section est entièrement comprimée si la résultante $N_{\#}$ reste à l'intérieur du noyau central, soit une excentricité maximale $L/6$ pour un voile rectangulaire.

Le DTU 23.1 art 4.224 permet de découper la zone comprimée en bande de longueur l_i , tel que :

$$l_i \leq \min\left(\frac{h_s}{2}, \frac{2}{3} \cdot l_c\right)$$

l_c : longueur de compression

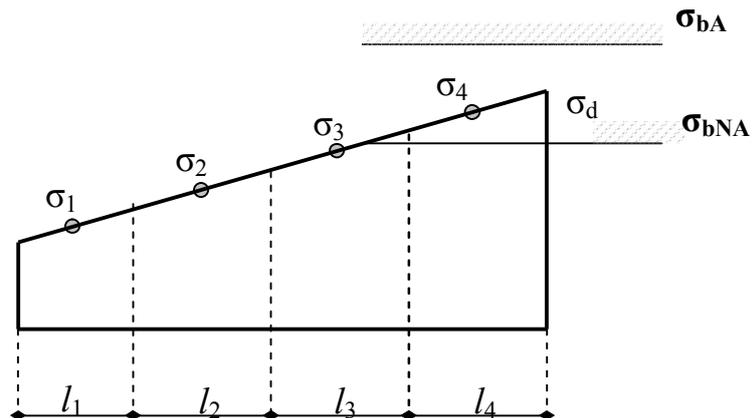


Figure – cas d'un voile de section entièrement comprimée

- Si la contrainte moyenne d'une bande ne dépasse la contrainte de béton non armé, σ_{bna} on ne disposera pas d'armatures de compression.
- devra augmenter les dimensions du voile.

2.3 cas d'une section partiellement tendue :

- Pour le découpage et la vérification des contraintes de la zone comprimée voir le 1^{er} cas
- Pour la zone tendue, on pourra la diviser en bande de même section d'acier par unité de longueur, celle-ci correspond à la contrainte maximale de traction du béton de la bande (on pourra prendre la contrainte moyenne de la bande pour un voile rectangulaire).
- Ainsi les contraintes moyennes de traction valent σ_4 et σ_5 et entraînent une section d'acier :

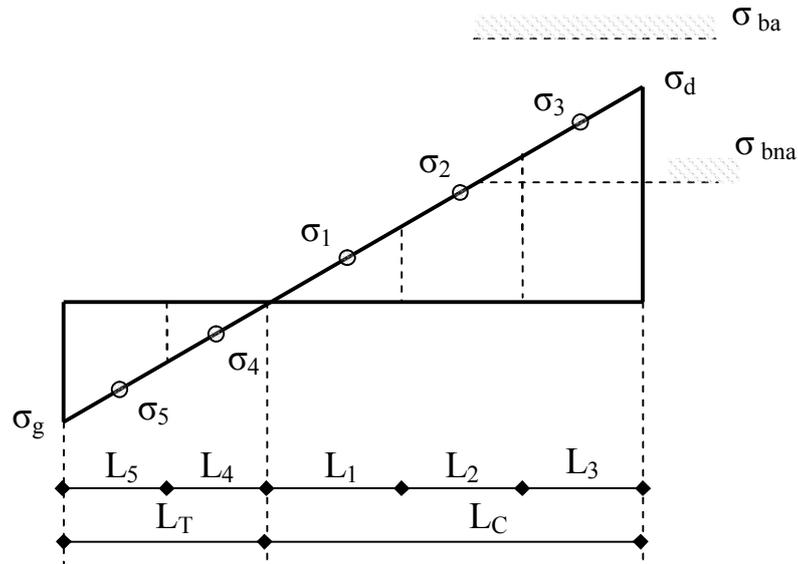


Figure III.19 – cas d'un voile de section partiellement tendue

2.3.1 Aciers Verticaux

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_i \cdot \gamma_s \cdot \Delta_s}{f_e} \quad i = 4 \text{ ou } 5$$

$\Delta_s = a \cdot l_i$ a : épaisseur du mur, S : Surface de la bande

$\frac{A_s}{S}$: est réparti sur S

Pour une section rectangulaire d'épaisseur a et si « L_T » est inférieur à la hauteur d'étage, on pourra

prendre : $l_4 = l_5 = \frac{L_T}{2}$; $\sigma_4 = 0,25\sigma_g$; $\sigma_5 = 0,75\sigma_g$; $A_s^4 = \frac{\sigma_g \cdot a \cdot L_T \cdot \gamma_s}{8 \cdot f_e}$; $A_s^5 = 3 \cdot A_s^4$

2.3.1 Aciers Horizontaux

$$A_H = \frac{2}{3} A_V \quad A_V = A_S \text{ Précédemment défini}$$

On vérifie que: $\tau_u \leq \left(0,8 \cdot f_e \cdot \frac{A_H}{a \cdot s_t} + 0,3 \cdot f_{ij} \right) \cdot \frac{1}{1,25}$ avec : $\tau_u = \frac{V_{sd}^*}{a \cdot l_c}$ et $V_{sd}^* = 1,4 \cdot V_{sd}$

l_c : longueur de confinement.

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_V

a : épaisseur du trumeau ou voile

V_{sd} : effort tranchant obtenu par le calcul dans la combinaison sismique la plus défavorable.

3. Calcul des voiles par les méthodes réglementaires

3.1. Justification de la stabilité et la résistance à la compression

Mur non raidi latéralement : valeur de : $k = \frac{l_f}{l}$

l_f : Longueur de flambement

l : Longueur libre du mur

k : coefficient de flambement

| Liaison du mur | | Mur armé verticalement | Mur non armé verticalement |
|---------------------------------|--|------------------------|----------------------------|
| | | Valeurs de k | |
| Mur encasté en tête et en pied | Il existe un plancher de part et d'autre | 0.80 | 0.85 |
| | Il existe un plancher d'un seul côté | 0.85 | 0.90 |
| Mur articulé en tête et en pied | | 1.00 | 1.00 |

L'élançement mécanique se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a} \quad a : \text{étant l'épaisseur du mur}$$

Lorsque P_u est un effort de compression axial ou excentré de $e \leq a/6$, le voile est stable vis-à-vis du flambement si on vérifie que : $P_u \leq \Phi P_n$

$$P_n = 0,55 \cdot f_{bc} \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot h_s}{32a} \right)^2 \right]$$

Avec : P_u : Effort normal ultime de compression de la combinaison la plus défavorable.

P_n : Effort nominal limite de la section transversale du voile.

Φ : Facteur de réduction ($\Phi=0,70$)

A_g : Section transversale brute du voile.

k : coefficient de flambement

h_s : hauteur libre de chaque niveau

a : étant l'épaisseur du mur

f_{bc} : Contrainte admissible du béton.

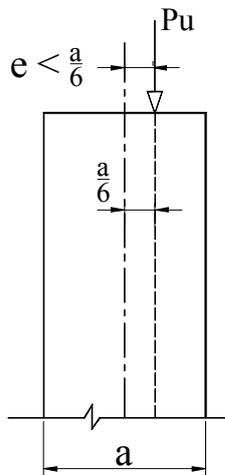


Figure – état d'un mur en compression

La valeur de l'effort normal est limitée, afin de réduire les conséquences de l'éclatement des enrobages et d'éviter les incertitudes, particulièrement importantes, sur la ductilité disponible en cas d'effort normal élevé.

- **Pourcentage minimal des armatures de la zone comprimée**

| | Armatures horizontales | Armatures verticales |
|--|--|--|
| Espacement maximal entre axe des armatures | $\leq \min (hw/5 ; 3a ; 45\text{cm})$ | $\leq \min (hw/3 ; 3a ; 45\text{cm})$ |
| Armatures minimales | $A_{sh} \geq \rho_h \cdot 100 \cdot a$ | $A_{sv} \geq \rho_v \cdot l_w \cdot a$ |
| Pourcentage minimales | $\rho_h \geq 0.0025$ | $\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$ |

hw : hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

l_w : longueur du mur en plan.

- la section d'armatures correspondant au pourcentage doit ρ_v être répartie par moitié sur chacune des faces de la bonde de mur considérée dans le cas de la compression.
- la section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

3.2. Justification de la résistance à l'effort tranchant

- Introduction

L'expérience a montrée que les dégradations dues au cisaillement alterné des voiles, poutres ou poteaux rendent les structures inutilisables ou causent leur effondrement. Les zones dégradées par cisaillement alterné ont un aspect en "diabolo". (Voir modes de ruine indésirables des voiles).

Ces dégradations résultent de fissurations inclinées alternée à 45° en cas de cisaillement pur, générées par l'alternance des mouvements de la structure. Cet ensemble de fissures croisées transforme le matériau béton en un amas de pierres disjointes, ce qui entraîne une perte totale de résistance et de raideur tant axiale que flexionnelle de l'élément structural.

On empêche la ruine des sections par cisaillement en les surdimensionnant selon le principe du dimensionnement capacitif : il convient que les armatures longitudinales entrent en plasticité alors que les armatures d'âme d'effort tranchant et les bielles inclinées de béton restent en régime élastique. On assure un dimensionnement surabondant des armatures d'effort tranchant dans un voile.

La fissuration prématurée de l'âme des murs, due à l'effort tranchant, doit être empêchée en disposant une quantité minimale d'armatures d'âme dans les zones critiques.

- Pourcentage minimal des armatures en dehors des zones de rives

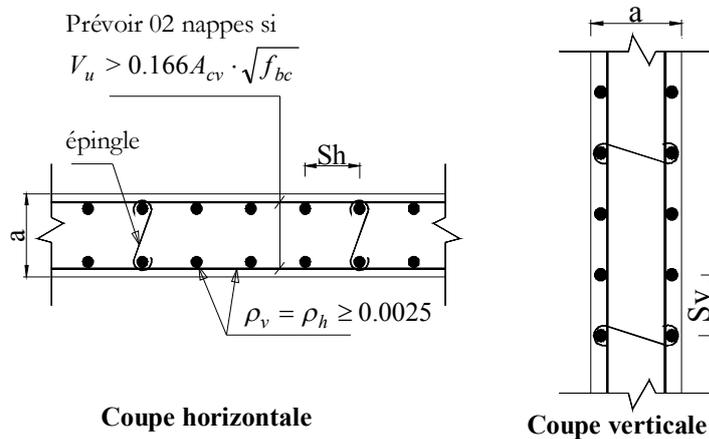


Figure - Disposition des armatures de l'âme du voile

| Valeur de l'effort tranchant | Pourcentage Armatures horizontales et verticales | Vérification |
|--|--|---|
| $V_u > 0,166 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}}$ Ou $a \geq 25cm$ | $\rho_v = \rho_h = \rho_n \geq 0,0025$ en 02 nappes disposées sur chaque face du mur reliées par des épingles. <u>Espacement</u> $S \leq \min(3a ; 45cm)$ | $V_u < 0,664 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}}$ Il faut que : $\Phi V_n > V_u$ avec : $\Phi = 0.75$ $V_n = A_{cv} (\alpha_c \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_{bc}} + \rho_n f_y)$ $\alpha_c = 3$ pour : $\frac{h_w}{l_w} \leq 1,5$ $\alpha_c = 2$ pour : $\frac{h_w}{l_w} \geq 2$ Il ya lieu d'interpoler les valeurs de α_c , linéairement pour des valeurs de $\frac{h_w}{l_w}$ entre 1,5 et 2 |
| $V_u < 0,083 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}}$ $a < 25cm$ | Armatures verticales : - $\rho_v \geq 0,0012$ avec des barres HA16 - $\rho_v \geq 0,0015$ autres barres HA Armatures horizontales : - $\rho_v \geq 0,0020$ avec des barres HA16 - $\rho_v \geq 0,0025$ autres barres HA $S \leq \min(3a ; 45cm)$ | Il faut que : $\Phi V_n > V_u$ $V_n = A_{cv} (\alpha_c \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_{bc}} + \rho_n f_y)$ |

A_{cv} : section brute du béton par mètre linéaire dans la direction de l'effort tranchant

$$A_{cv} = a \cdot 100$$

$\Phi = 0.75$: Coefficient de sécurité.

V_u : effort tranchant obtenu par le calcul de la structure dans la combinaison sismique de calcul

V_n : effort tranchant nominal de la section transversale dans la direction de l'effort tranchant

α_c : coefficient dépendant de l'élançement du mur

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mur.

ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans l'âme du mur.

ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans l'âme du mur.

hw : Hauteur totale du voile mesurée a partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

lw : Longueur du mur en plan.

En effet l'application d'un coefficient de sécurité $\phi = 0.75$ a l'effort tranchant nominal V_n , est une majoration de l'effort tranchant V_u , obtenu par le calcul. Cette majoration est faite de façon appropriée pour tenir compte du fait que la notion de coefficient de comportement ne s'applique pas nécessairement de façon identique à l'effort tranchant et au moment fléchissant, et pour faire en sorte que la rupture par effort tranchant se produise après la plastification par moment fléchissant.[Eurocode8].

L'Eurocode 8 prescrit que les efforts tranchants de calcul soient augmentés de 50 % par rapport aux efforts tranchants issus de l'analyse.

Selon l'Eurocode8 : $V_{sd}^* = \frac{q+1}{2} \cdot V_{sd}$ et un pourcentage d'armatures verticales et horizontales

$\rho_{\min} \geq 0,002$ réparti en deux nappes.

V_{sd} : effort tranchant obtenu par le calcul de la structure dans la combinaison sismique de calcul ;

q : coefficient de comportement pris en compte dans le calcul de la structure $q \geq 1$.

Selon le RPA (Art .7.7.2) : $\bar{V} = 1.4 \cdot V_u$

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales $\rho_{\min} \geq 0,002$

La vérification dans ces cas est la suivante : il faut que $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile $d=0,9b$ et b : hauteur totale de la section brute.

f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton a 28j d'âge.

Dans les systèmes à contreventement mixte contenant des murs élancés, il convient d'utiliser l'enveloppe de calcul des efforts tranchants selon la, afin de prendre en compte les sollicitations qui résulteraient de la contribution de modes de vibration autres que le 1er mode [Eurocode8].

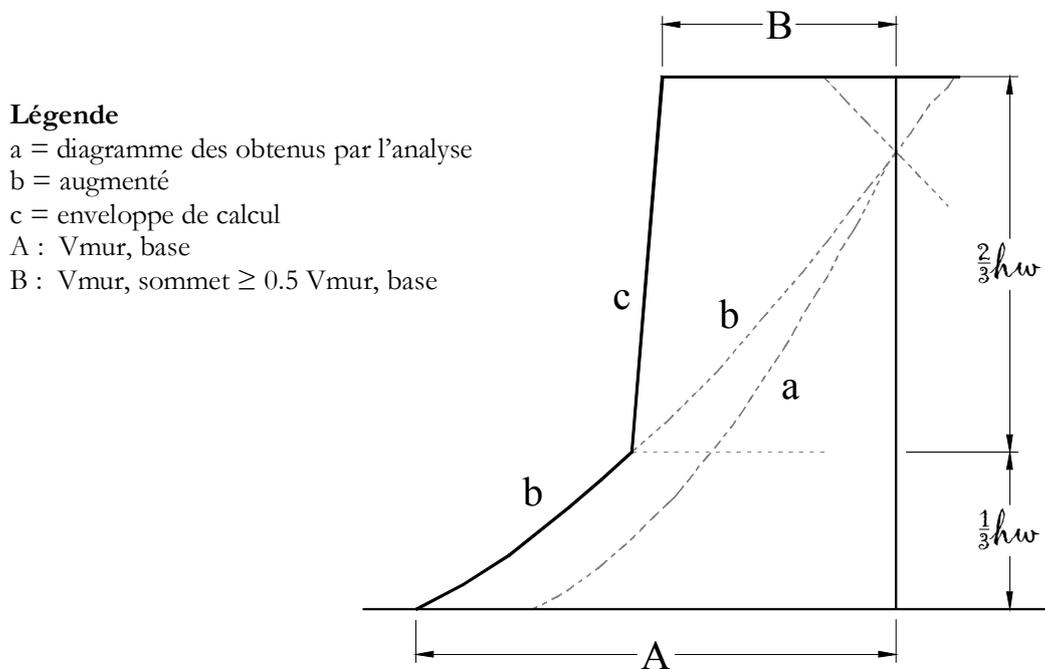


Figure - Enveloppe de calcul des efforts tranchants dans les murs d'un système à contreventement mixte.

3.3. Calcul des armatures verticales de traction dans le voile ou trumeau :

3.3.1 Introduction

Le calcul d'un voile ou trumeau est effectué en flexion composée, il convient que les armatures verticales nécessaires pour la vérification de la résistance sous la combinaison sismique la plus défavorable, soient concentrées dans les éléments de rives, aux 02 extrémités de la section transversale du voile.

Les résistances à la flexion sont calculées de façon classique, en utilisant la valeur de l'effort normal P_u et le moment fléchissant M_u , résultant de l'analyse dans la situation sismique de calcul. Elles visent à éviter les modes de ruine par cisaillement.

Le mode rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé est le schéma de ruine le plus satisfaisant qui correspond à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure de voile avec une importante dissipation d'énergie.

La détermination des efforts internes dans le voile (moments, efforts normaux, efforts tranchants et contraintes), est effectué souvent à l'aide de logiciels informatiques, car l'apparition de ces logiciels modernes d'analyse a considérablement aidé l'étude du comportement global de la structure, mais aussi d'obtenir les efforts et les contraintes (dans les voiles) ou éléments résistant de la structure en tout point. ce qui facilite, de prévoir le ferrailage nécessaires a la résistance de ces éléments structuraux du projet, et ce après une bonne interprétation des résultats du modèle.

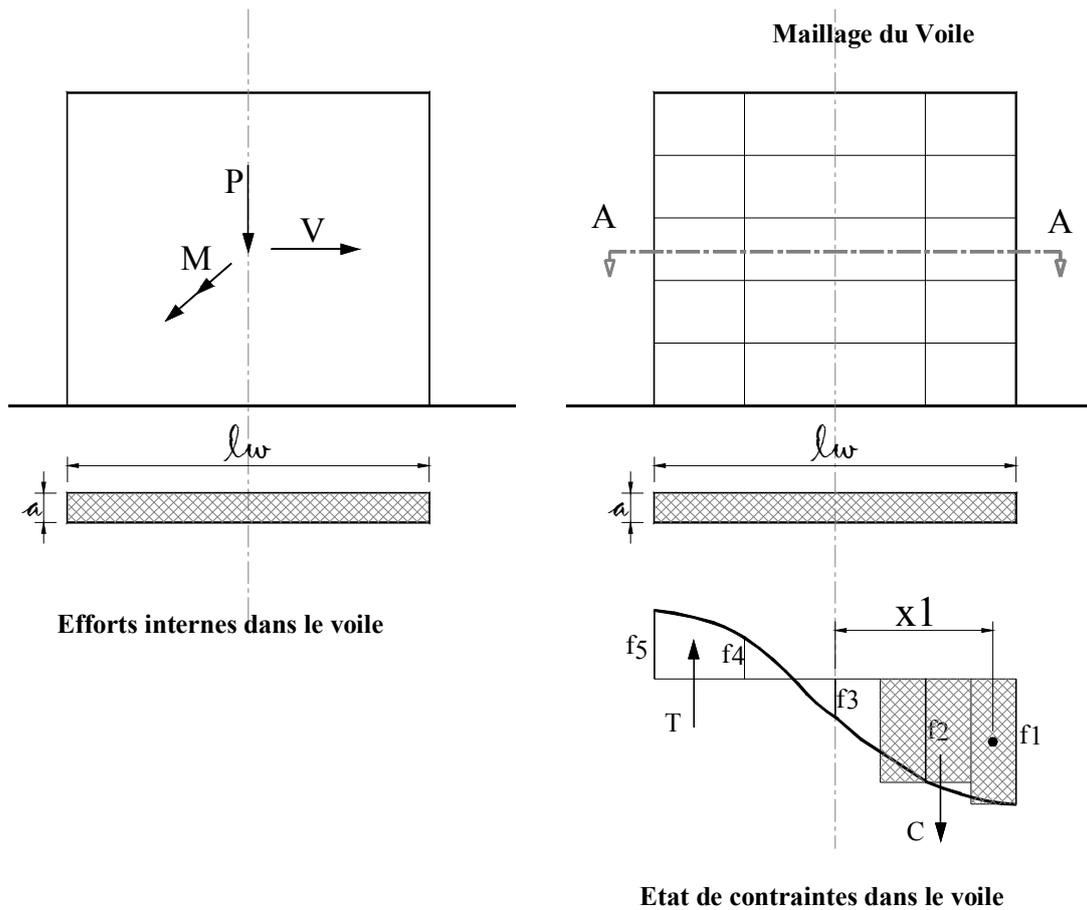


Figure - f_1, f_2, \dots, f_n sont les contraintes aux niveaux de la section A- A, obtenues après analyse et calcul de la structure.

$F_i = A_i \cdot f_i$: Effort normal dans la maille A_i de la section AA.

$P = \sum F_i$: Effort normal axial obtenu au niveau de la section AA.

$M = \sum F_i \cdot x_i$: Moment fléchissant obtenu au niveau de la section AA.

$V = \sum V_i \cdot A_i$: Effort tranchant au niveau de la section AA.

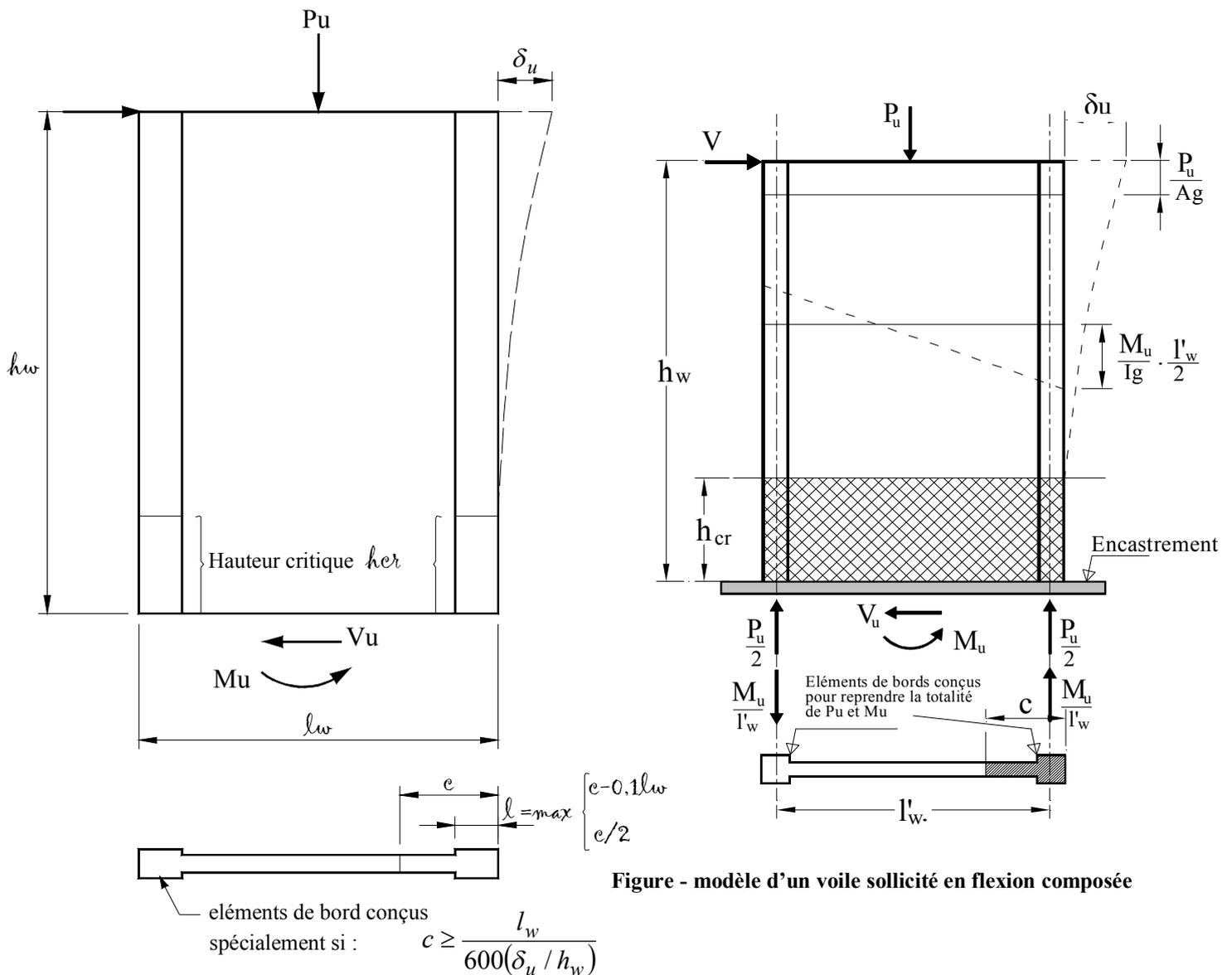


Figure - modèle d'un voile sollicité en flexion composée

Figure – Schéma d'un mur en béton armé sollicité en flexion composée

P_u, V_u, M_u : Efforts internes respectivement (Effort normal, Effort tranchant et moment fléchissant) ultimes résultants de l'analyse dans la situation sismique de calcul.

h_{cr} : La hauteur de la zone où se produisent les déformations plastiques, zone de la rotule plastique en pied de mur également appelée zone critique.

h_w : hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

l_w : longueur du mur en plan.

c : longueur de la zone à confiner mesurée depuis la fibre de compression extrême du mur jusqu'au point où le béton non confiné peut éclater à cause de déformations de compression importantes.

δ_u : déplacement du voile au sommet.

A_g : Section transversale du voile ou trumeau.

I_g : Moment d'inertie du voile.

3.3.2 Dispositions constructives pour la ductilité locale des murs élancés

Les murs élancés sont ceux dont le rapport entre la hauteur et la longueur h_w/l_w est supérieur à 2.

Les incertitudes concernant la distribution réelle des moments sur la hauteur du mur pendant le séisme de calcul doivent être prises en compte de manière appropriée.

Le concept retenu dans les dispositions ci-après est basé sur l'organisation des zones critiques selon les principes du dimensionnement en capacité, en vue d'une dissipation d'énergie localisée dans ces zones.

Le diagramme de moment fléchissant de calcul en fonction de la hauteur est donné par une enveloppe du diagramme de moment fléchissant calculé, déplacée verticalement (décalage de traction), d'une distance égale à la hauteur h_{cr} de la zone critique du mur. La courbe enveloppe peut être supposée linéaire, si la structure ne présente pas le long de sa hauteur de discontinuité importante de masse, de raideur ou de résistance.

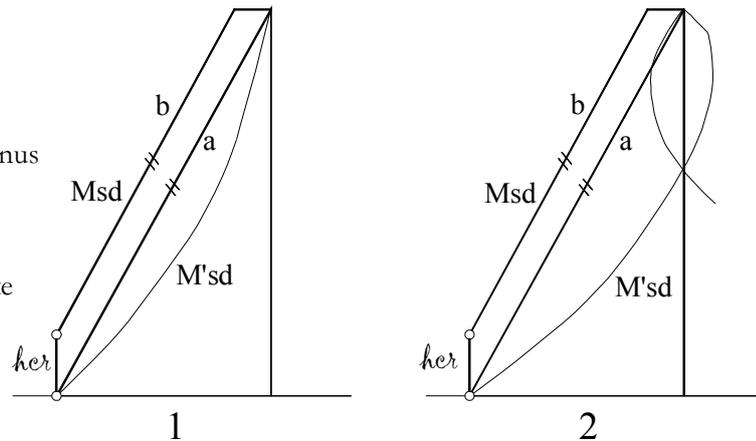
Légende

a = diagramme des moments obtenus par l'analyse

b = enveloppe de calcul

1 Système à murs

2 Système à contreventement mixte



Figure– Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant dans des murs élancés

La hauteur h_{cr} , où se produisent les déformations plastiques, ou appelée zone de la « rotule plastique » en pied de mur également appelée zone « critique » est estimée par :

$$h_{cr} = \max.[l_w, (M_u / 4V_u)]$$

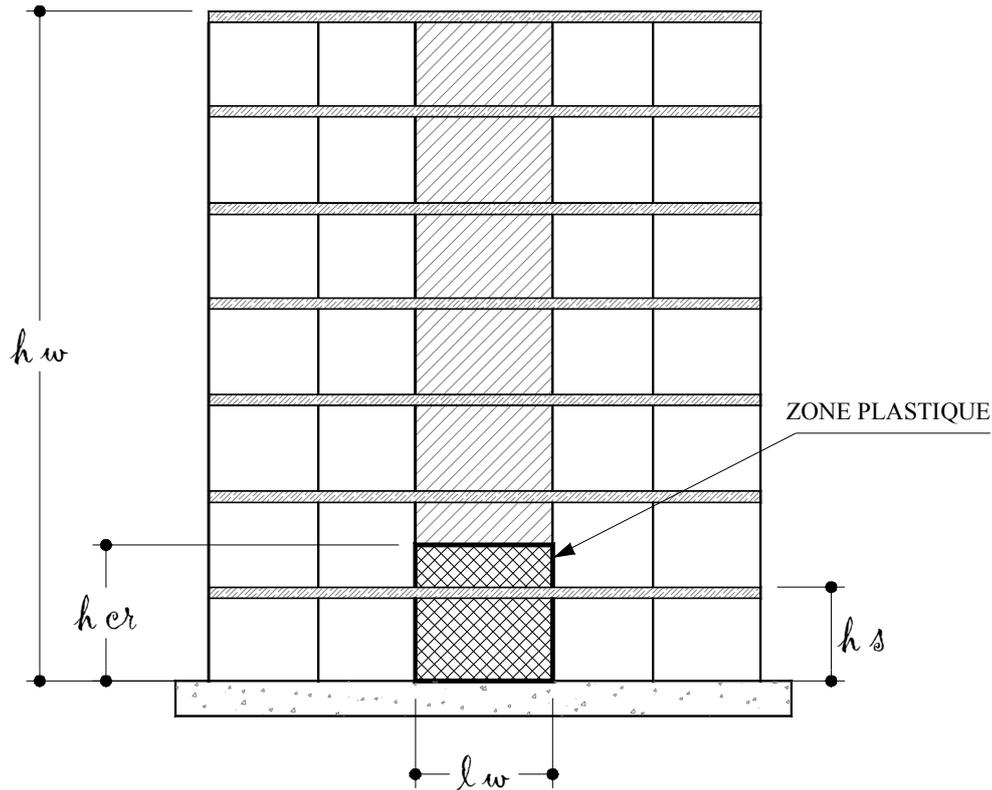


Figure – Hauteur de la zone critique

- Selon l'Eurocode8 : $h_{cr} = \max.[l_w, (h_w / 6)]$ mais : $h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s \text{ pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2h_s \text{ pour } n \geq 7 \text{ niveaux} \end{cases}$

h_s : Hauteur libre de chaque niveau et où la base est définie comme étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de murs périphériques adéquats.

Des cadres sont disposés d'un espacement constant sur toute la hauteur critique h_{cr} , autour des armatures verticales concentrés aux éléments de rives.

Ces éléments de rive constituent en quelque sorte des membrures latérales plus résistantes et plus ductiles que le reste du voile. Comme ces zones sont les plus sollicitées, c'est à cet endroit que se produirait en premier lieu l'éclatement du béton.

On empêche donc la ruine en commençant par le renforcement de ces zones. Les armatures de confinement sont des cadres ou des épingles similaires à ceux des poteaux.

On définit les zones confinées de rive de la façon suivante :

En élévation, les armatures de confinement doivent être présentes sur toute la hauteur h_{cr} de la zone critique. En plan, la zone à confiner s'étend horizontalement sur une longueur l_{bz} mesurée depuis la fibre de compression extrême du mur jusqu'au point où le béton non confiné peut éclater à cause de déformations de compression importantes.

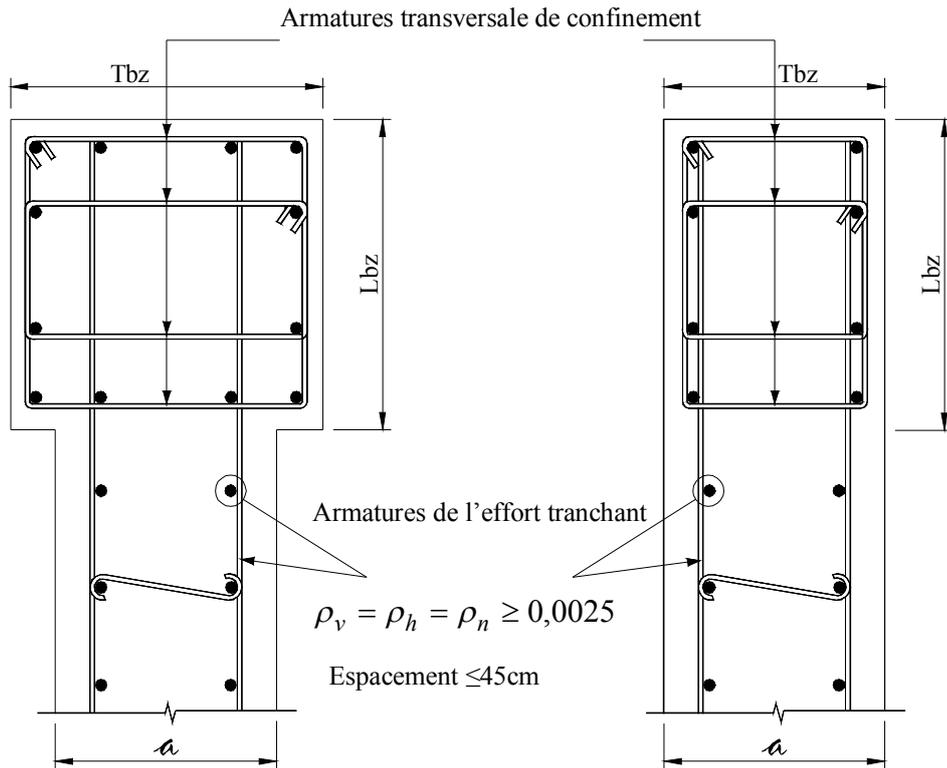


Figure – vue en plan d'un détail de confinement des éléments de bords sur toute la hauteur critique h_{cr}

3.3.3 Dimensionnement des éléments de rives d'un voile

Sous l'action sismique, des parties plus au moins importantes de l'extrémité du voile en béton peuvent se trouver dans le domaine inélastique, cette situation peut être à l'origine d'une instabilité latérale.

A partir de certain niveau de contraintes, il ya lieu de prévoir aux extrémités des voiles des renforts conçus comme des poteaux, ou des voiles en retour. La ruine d'une section fléchie est toujours en fait atteinte par l'écrasement du béton vu la différence de caractères au 2 ELU de matériaux acier-béton (fragile – non fragile).

Les murs sismiques primaires doivent être de dimensions dans le but de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité

par la condition suivante : $\frac{P_u}{P_0} \leq 0.35$

$$\text{Tel que : } P_0 = 0.85f_{bc}(A_g - A_s) + A_s f_e \quad \text{et} \quad A_g = a \cdot l_w$$

P_u : désigne l'effort normal ultime de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

P_0 : étant la charge axiale nominale (limite) de la section du voile.

A_g : Section transversale brute du voile.

a : épaisseur du voile.

A_s : Section d'armature vertical de calcul ou choisit.

f_e : contrainte élastique de l'acier.

f_{bc} : contrainte admissible du béton.

On peut prendre pour la simplicité des calculs $A_s=0$ donc $P_0 = 0.85f_{bc} \cdot A_g$, ou bien un pourcentage minimum des Armatures verticales (article III.2.1) $A_{sv} \geq \rho_v \cdot l_w \cdot a$

$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$ et calculer en suite la valeur de P_0 avec la formule précédente.

[Selon le RPA-99 Art.7.4.3.1 : on vérifie que l'effort normal réduit $\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$

N_d désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c} est la résistance caractéristique du béton]

[Selon le L'Eurocode 8 : Les murs sismiques primaires doivent être de dimensions telles que l'effort

normal réduit ν respecte : $\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{bc}} \leq 0.40$

On remarque que la condition de l'effort normal réduit est plus sévère dans l'Eurocode 8 par rapport a notre règlement RPA et le code ACI 318-02.

Il existe deux (02) approches pour la détermination des dimensions des éléments de rive « Boundary Elements » dans les voiles ou trumeaux :

1^{er} approche simplifiée :

Si : $\frac{P_u}{A_g} \geq 0.20 \cdot f_{bc}$

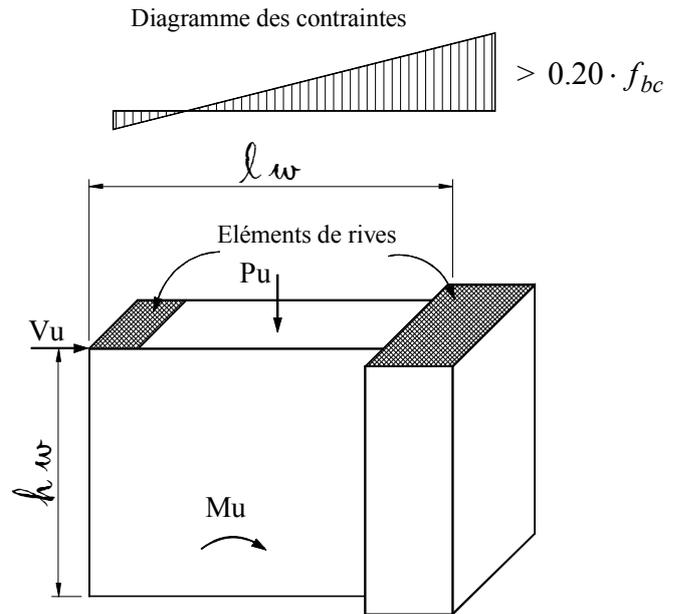


Figure – Etat de contraintes dans un mur

Dimension des éléments de rives (Boundary Zones) :

$L_{bz} = 0.25 \cdot l_w$ pour $\frac{P_u}{P_0} = 0.35$

$L_{bz} = 0.15 \cdot l_w$ pour $\frac{P_u}{P_0} = 0.15$

Pour des valeurs de $\frac{P_u}{P_0}$ compris entre 0.15 et 0.35 il ya lieu d'interpoler linéairement.

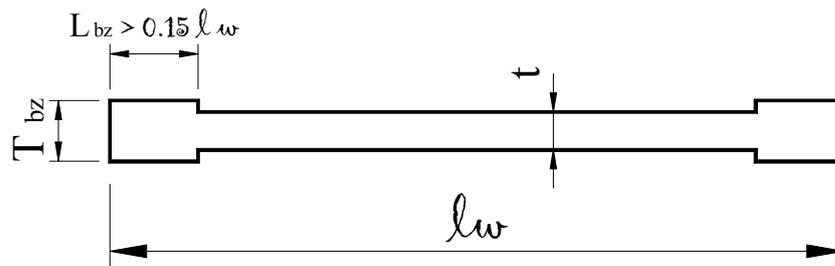


Figure – longueur minimale des éléments de rive confinés

Il n'ya pas de condition selon le code ACI 318-02 pour une épaisseur minimale T_{bz} des éléments de rive de mur, mais on peut se référer à l'Eurocode 8 qui prévoit les dimensions minimales suivante :

- $T_{bz} \geq 200 \text{ mm}$ et $T_{bz} \geq \frac{h_s}{15}$, h_s étant la hauteur d'étage.

Selon le RPA-99 Fig.7.13 $L_{bz} = 0,10 \cdot l_w$

2^{ème} approche rigoureuse :

L'élément de rive confiné est nécessaire si : $c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u / h_w)}$ et que $(\delta_u / h_w) \geq 0.007$

Dans ce cas : $L_{bz} = \max \begin{cases} c - 0.1 \cdot l_w \\ c / 2 \end{cases}$

T_{bz} respecte les conditions minimales précédentes.

Avec :

c : la distance de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée de la section du voile ou trumeau

h_w : hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

l_w : longueur du mur en plan.

δ_u : déplacement ultime du voile au sommet.

Pour le calcul de δ_u on peut utiliser la formule du RPA 99-v.2003, on considère le déplacement du dernier niveau obtenu par l'analyse dû aux forces sismiques δ_{ek} majoré par le coefficient de comportement de la structure R.

$$\delta_u = R \cdot \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4.3 RPA-99-v.2003)

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

Détermination de la position de l'axe neutre :

La position de l'axe neutre c correspondant à la courbure ultime après éclatement du béton situé hors du noyau confiné des éléments de rive.

La distance c peut être déterminée en construisant la courbe d'interaction (P-M) correspondant à la section et ferrailage du voile (voir chapitre II application pour une section rectangulaire).

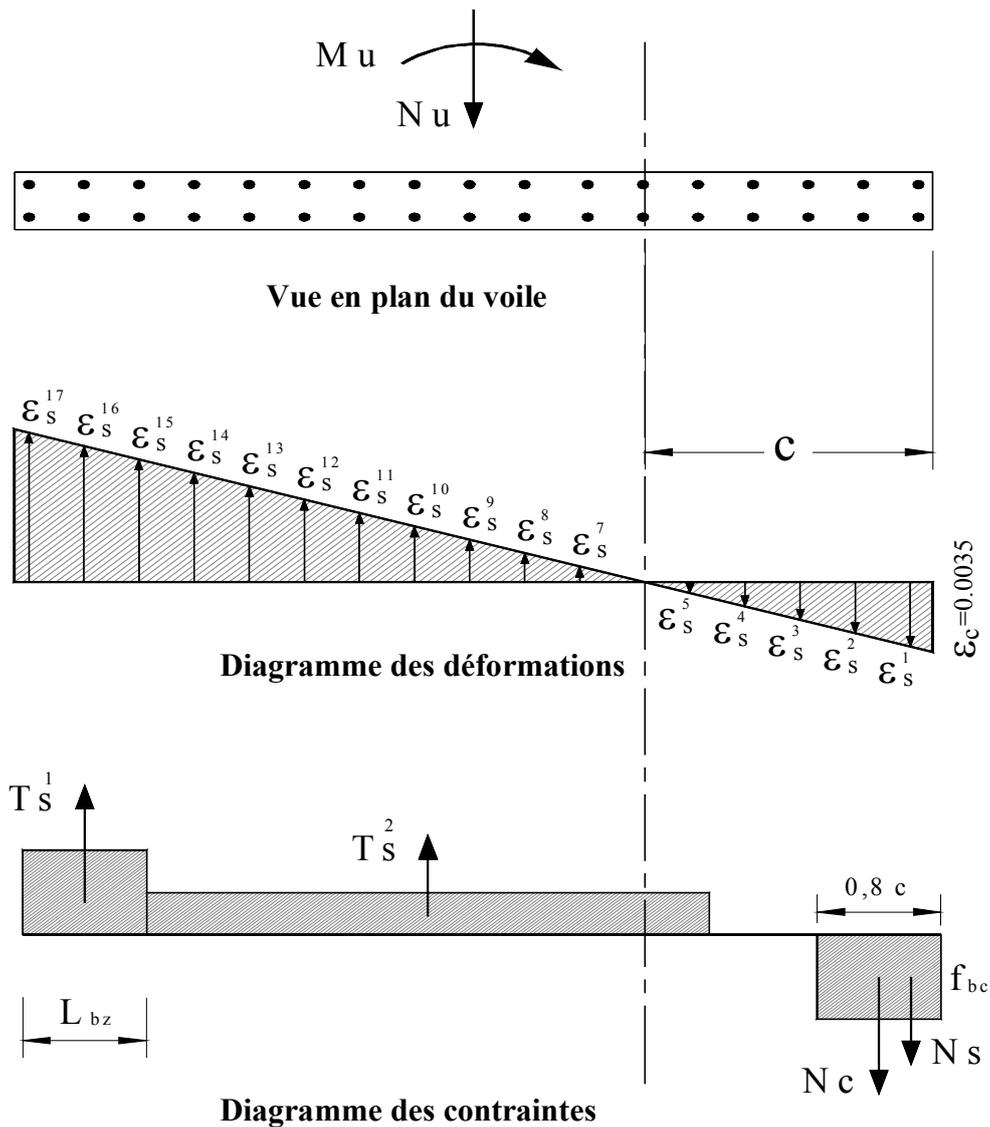


Figure – Estimation de la distance de l'axe neutre en fonction de la déformation dans le voile

3.3.4 Disposition constructives et pourcentage minimum dans les éléments de rives

- Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive doit être $\geq 0,5\%$.

$$\rho_v \geq 0.005 \text{ c'est à dire : } A_{sv} \geq 0.005 \cdot L_{bz} \cdot T_{bz} \text{ avec un minimum } A_{sv} = 4T16$$

- la distance maximum entre barres longitudinales consécutives maintenues par des armatures de confinement : sens xx : $bx = 30 \text{ cm}$, sens yy : $\min (by = Tb_z/4 ; 10 + [(35-bx)/3]) \text{ cm}$.

[Selon le RPA-99 le pourcentage min. est 0,20 % avec un espacement max de 15 cm.].

[Selon l'Eurocode8 le pourcentage min. est 0,50 % avec un espacement max de 15 cm.].

3.3.5 Armatures transversales dans la zone de confinement

Les armatures de confinement doivent être présentes sur toute la hauteur h_{cr} de la zone critique. En plan, la zone à confiner s'étend horizontalement sur une longueur Lb_x .

La section d'armatures transversales est donnée par la formule suivante :

$$A_{sh}^t \geq 0.09 \cdot s_t \cdot h_c \cdot \frac{f_{bc}}{f_e} \quad \text{avec : } h_c = T_{bz} - 2(\text{enrobage})$$

A_{sh}^t : Section d'armatures transversales totale.

f_{bc} : Contrainte admissible du béton

f_e : Contrainte élastique des armatures transversales.

s_t : Espacement verticale des cadres. Avec : $s_t = \min \begin{cases} 0.25 \cdot T_{bz} \\ 6d_b \\ s_x \end{cases}$ d_b : diamètre min. des A_{sv}

$$10\text{cm} \leq s_x = 4 + \left(\frac{14 - h_x}{3} \right) \leq 15\text{cm}$$

h_x : étant l'espacement dans le sens xx entre les barres longitudinales dans la zone confinée.

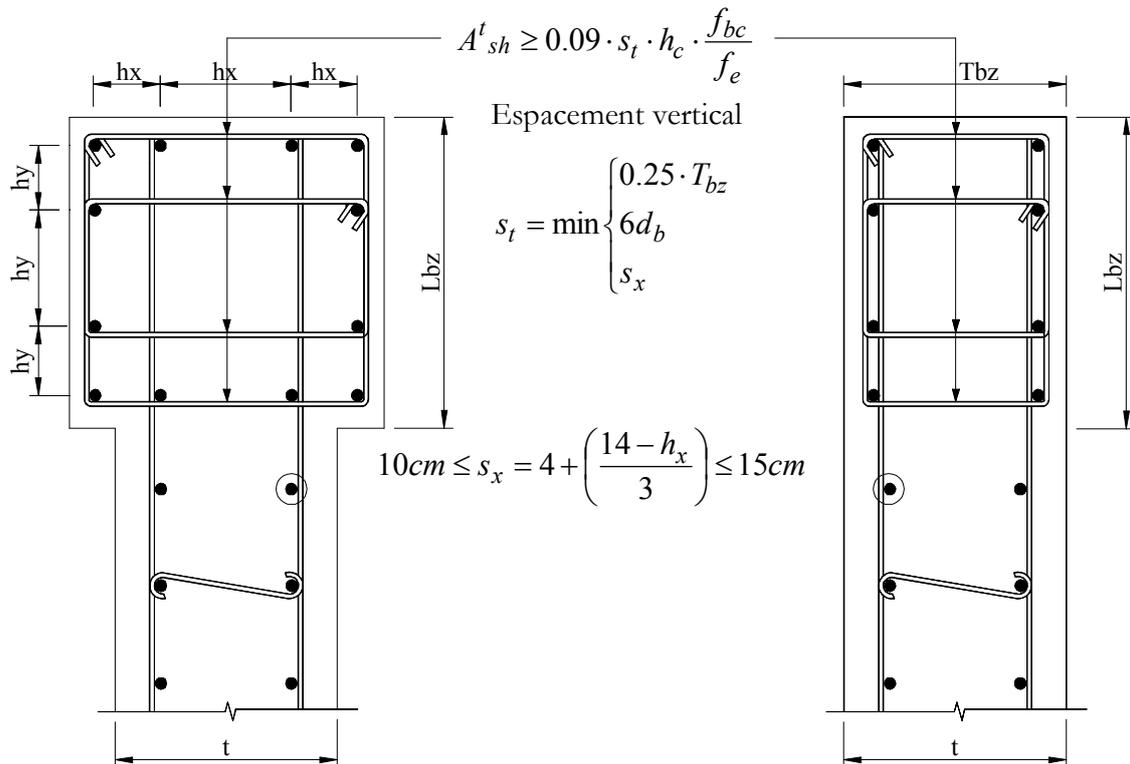


Figure – Détail de confinement de l'élément de bord ou de rive

4. Exemple de calcul

On va traiter l'étude d'une voile d'un immeuble à usage de bureau et commercial par la méthode du code ACI-318-02.

Définition du projet :

- Bâtiment à usage de bureaux et commercial (vue en plan et élévation représentée sur la figure ci-dessous).
- Projet situé en zone sismique III (classement suivant le RPA 99-v.2003).
- Plancher en corps creux 20+5 : $G_{\text{étage}} = 5,8 \text{ kN/m}^2$ $G_{\text{terrasse}} = 6,8 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q_{\text{étage}} = 2,5 \text{ kN/m}^2$ $Q_{\text{terrasse}} = 1,0 \text{ kN/m}^2$
- Poteaux carrés de section constante sur toute la hauteur 50x50 cm x cm.
- Poutres porteuses de section 30x55 cm x cm.
- Poutres secondaires de section 30x35 cm x cm.
- Voile de contreventement :
 $a = 25 \text{ cm}$ $l_w = 4.50 \text{ m}$ $h_w = 39.3 \text{ m}$

Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,15$ (situation accidentelle),
- Acier: Fe E 400, $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,0$ (situation accidentelle), $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

Etude dynamique :

- Spectre de réponse RPA99-V.2003 correspondant à la zone III, sol meuble S3.
- Coefficient de comportement $R = 5$ (portiques/voiles avec interaction) Tab.4.3 RPA99.

Logiciel d'analyse :

- ETABS V-9

Résultats d'analyse :

La section déterminante est située au rez-de-chaussée: combinaison d'action : **G+Q+E**

- $M_u = 13\,802 \text{ kN.m}$
- $V_u = 1\,504 \text{ kN}$
- $P_u = 6\,202 \text{ kN}$

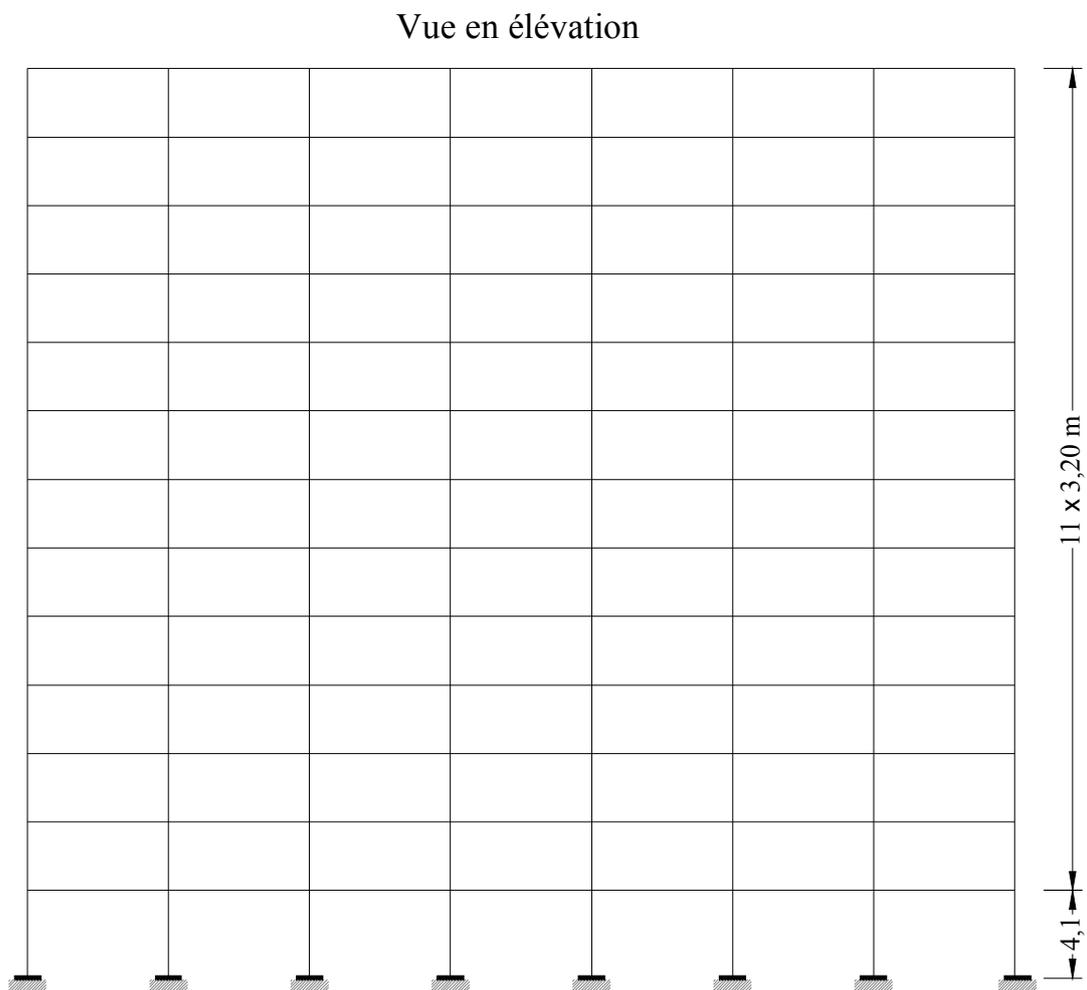
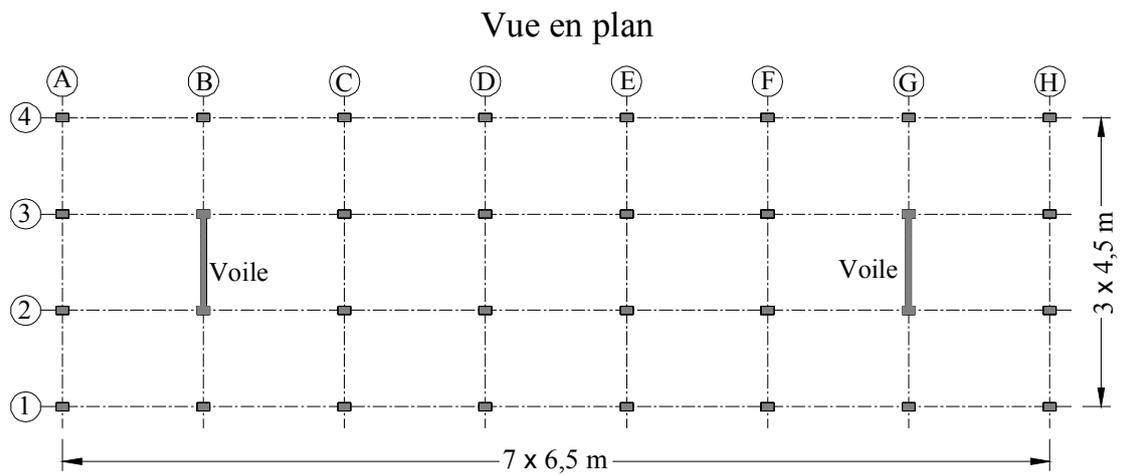


Figure – Projet d'un immeuble en R+12

1. Vérification de la stabilité du voile au flambement

On vérifie que $P_u \leq \Phi P_n$

$$P_u = 6\,202 \text{ kN}$$

$$A_g = 0.25 \times 4.5 = 1.125 \text{ m}^2$$

$$P_n = 0.55 \cdot f_{bc} \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot h_s}{32a} \right)^2 \right]$$

$$k = 0.8 \quad a = 25 \text{ cm} \quad h_s = 4.10 - 0.55 = 3.55 \text{ m}$$

$$P_n = 0.55 \cdot 18.48 \cdot 1.125 \cdot 10^6 \left[1 - \left(\frac{0.8 \cdot 3.55 \cdot 10^3}{32 \cdot 250} \right)^2 \right] \cdot 10^{-3} = 10230 \text{ kN}$$

$\Phi P_n = 0.70 \times 10\,230 = 7\,161 \text{ kN} > P_u = 6\,202 \text{ kN}$ la stabilité au flambement est assurée.

2. Vérification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

$$V_u = 1\,504 \text{ kN}$$

- a. Vérification si 02 nappes d'armatures dans l'âme du voile sont nécessaires pour la résistance à l'effort tranchant

$$0.166 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}} = (0.166 \cdot 1.125 \cdot 10^6 \cdot \sqrt{18.48}) \cdot 10^{-3} = 802.80 \text{ kN} < V_u = 1504 \text{ kN}$$

Et $a = 25 \text{ cm}$

Donc 02 nappes d'armatures verticales et horizontales sont nécessaires et disposées sur chaque face du mur reliées par des épingles

Toute fois la valeur de l'effort tranchant V_u doit vérifier la condition de résistance :

$$V_u < 0.664 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}}$$

$$0.664 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}} = (0.664 \cdot 1.125 \cdot 10^6 \cdot \sqrt{18.48}) \cdot 10^{-3} = 3211 \text{ kN} > V_u = 1504 \text{ kN} \quad \text{OK.}$$

- b. Pourcentage minimum des armatures horizontales et verticales de l'âme du voile

$$\rho_v = \rho_h = \rho_n \geq 0.0025 \text{ Espacement max } S_{\max} \leq \min(3a ; 45 \text{ cm})$$

La section minimale d'armatures verticales et horizontales par ml :

$$A_{s,\min} = 0.0025 \cdot 25 \cdot 100 = 6.25 \text{ cm}^2 / ml$$

Si on choisit des aciers HA 12 sur les deux faces on a $(2 \times 1.13 = 2.26 \text{ cm}^2)$

$$s = \frac{2.26}{6.25} \times 100 = 36.16 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

c. Armatures d'âme nécessaire pour l'effort tranchant

On opte pour deux nappes d'armatures en HA 12 avec un espacement $s = 20$ cm

On vérifie que : $\Phi V_n > V_u$ avec :

$$\Phi = 0.75 \quad \text{et} \quad V_n = A_{cv} (\alpha_c \cdot 0.083 \cdot \sqrt{f_{bc}} + \rho_n f_y)$$

$$A_{cv} = 450 \times 25 = 11250 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_c = 2 \quad (\text{hw/lw} = 39.3/4.5 = 8.73 > 2)$$

Pour une distance de 100cm on a : $2 \times 5 \text{ HA } 12 = 11.3 \text{ cm}^2$

$$\rho_n = \frac{11.3}{100 \times 25} = 0.0045$$

$$\Phi V_n = 0.75 \times 11250 \times 10^2 \times (2 \times 0.083 \times \sqrt{18.48} + 0.0045 \times 400) \times 10^{-3} = 2121 \text{ kN}$$

$$\text{On a bien } \Phi V_n = 2121 \text{ kN} > V_u = 1504 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

La vérification de l'effort tranchant est assurée par 02 nappes en HA 12 espacement $s=20$ cm réparties sur chaque face de l'âme du voile reliées par des épingles.

3. Calcul des armatures nécessaires a la flexion composée

$$M_u = 13\,802 \text{ kN.m}$$

$$P_u = 6\,202 \text{ kN}$$

$$\delta_{ek} = 0.0725 \text{ m}$$

a. Limitation de l'effort normal de compression de calcul par la condition de résistance :

$$\text{Il faut que : } \frac{P_u}{P_0} \leq 0.35$$

$$P_0 = 0.85 f_{bc} (A_g - A_s) + A_s f_e \quad A_g = 4.5 \times 0.25 = 1.125 \text{ m}^2$$

On prend un pourcentage minimum pour calculer A_s soit $\rho=0.0025$

$$A_s = 0.0025 \times 1.125 \times 10^4 = 28.13 \text{ cm}^2$$

$$P_0 = [0.85 \times 18.48 \times (1.125 \times 10^6 - 2813) + (2813 \times 400)] \times 10^{-3} = 18752.5 \text{ kN}$$

$$\frac{P_u}{P_0} = \frac{6202}{18752.5} = 0.33 < 0.35 \quad \text{condition vérifiée. OK.}$$

$$(\text{le cas de la condition du RPA } \nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{bc}} = \frac{6202 \times 10^3}{250 \times 4500 \times 25} = 0.22 < 0.30 \text{ OK.})$$

b. Armatures de résistance à la flexion composée

Pour un moment $M_u = 13\,802\text{ kN.m}$ et un effort normal $P_u = 6\,202\text{ kN}$ la section d'acier correspondante est $A_s = 41.58\text{ cm}^2$ Soit **$A_s = 2 \times 12\text{ HA } 16 = 48.25\text{ cm}^2$** répartie sur chaque extrémité du voile dans les éléments de débords.

c. Dimensionnement des éléments de rives ou de bord

Suivant la 1^{er} approche simplifiée :

$$\frac{P_u}{A_g} = 0.33 \cdot f_{bc} > 0.20 f_{bc} \quad \Rightarrow \quad L_{bz} = 0.24 \cdot l_w = 0.24 \times 4.50 = 1.08\text{m}$$

$$\text{Soit } \mathbf{L_{bz} = 1.10\text{ m}} \quad \Rightarrow \quad T_{bz} \geq 0.20\text{m} \quad \text{et} \quad T_{bz} \geq \frac{h_s}{15} = \frac{3.55}{15} = 0.24\text{m}$$

$$T_{bz} \geq \frac{h_s}{15} = \frac{3.55}{15} = 0.24\text{m}$$

Soit **$T_{bz} = 0.25\text{ cm}$**

Suivant la 2^{eme} approche rigoureuse :

La distance de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée de la section du voile $c = 1.66\text{ m}$

$$\delta_u = R \cdot \delta_{ek} = 5 \times 0.0725 = 0.363\text{ m}$$

$$\delta_u / h_w = \frac{0.363}{39.3} = 0.0092 > 0.007$$

$$\frac{l_w}{600(\delta_u / h_w)} = \frac{4.5}{600(0.0092)} = 0.81\text{ m}$$

$$c = 1.66\text{ m} > \frac{l_w}{600(\delta_u / h_w)} = 0.81\text{ m} \Rightarrow L_{bz} = \max \begin{cases} c - 0.1 \cdot l_w = 1.66 - (0.1 \times 4.50) = 1.21\text{ m} \\ c/2 = 1.66/2 = 0.83\text{ m} \end{cases}$$

Soit **$L_{bz} = 1.20\text{ m}$**

$T_{bz} = 0.25\text{ cm}$

On remarque que les deux résultats obtenus par les deux méthodes sont proches, on opte pour : **$L_{bz} = 1.20\text{ m}$ $T_{bz} = 0.25\text{ cm}$**

d. Armatures transversales dans la zone de confinement

$$A_{sh}^t \geq 0.09 \cdot s_t \cdot h_c \cdot \frac{f_{bc}}{f_e}$$

$$h_c = T_{bz} - 2(\text{enrobage}) = 25 - 2 \times 2,5 = 20 \text{ cm}$$

$$f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

s_t : Espacement verticale des cadres. Avec :

$$s_t = \min \begin{cases} 0.25 \cdot T_{bz} = 0,25 \times 50 = 12,5 \text{ cm} \\ 6d_b = 6 \times 1,6 = 9,6 \text{ cm} \\ s_x \quad \text{avec } 10 \text{ cm} \leq s_x = 4 + \left(\frac{14 - h_x}{3} \right) \leq 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit $s_t = 10 \text{ cm}$ sur toute la hauteur de la section critique h_{cr} .

$$A_{sh}^t \geq 0.09 \cdot s_t \cdot h_c \cdot \frac{f_{bc}}{f_e} = 0,09 \times 10 \times 20 \times \frac{18,48}{400} = 0,83 \text{ cm}^2.$$

Pour 2HA8 $A_{st} = 1.01 \text{ cm}^2$

On utilise des cadres et des épingles en HA 8 autour des armatures verticales de la zone critique Lbz.

e. Hauteur de la zone critique

- $l_w = 4.50 \text{ m}$ $h_w = 39.3 \text{ m}$
- $M_u = 13\,802 \text{ kN.m}$
- $V_u = 1\,504 \text{ kN}$

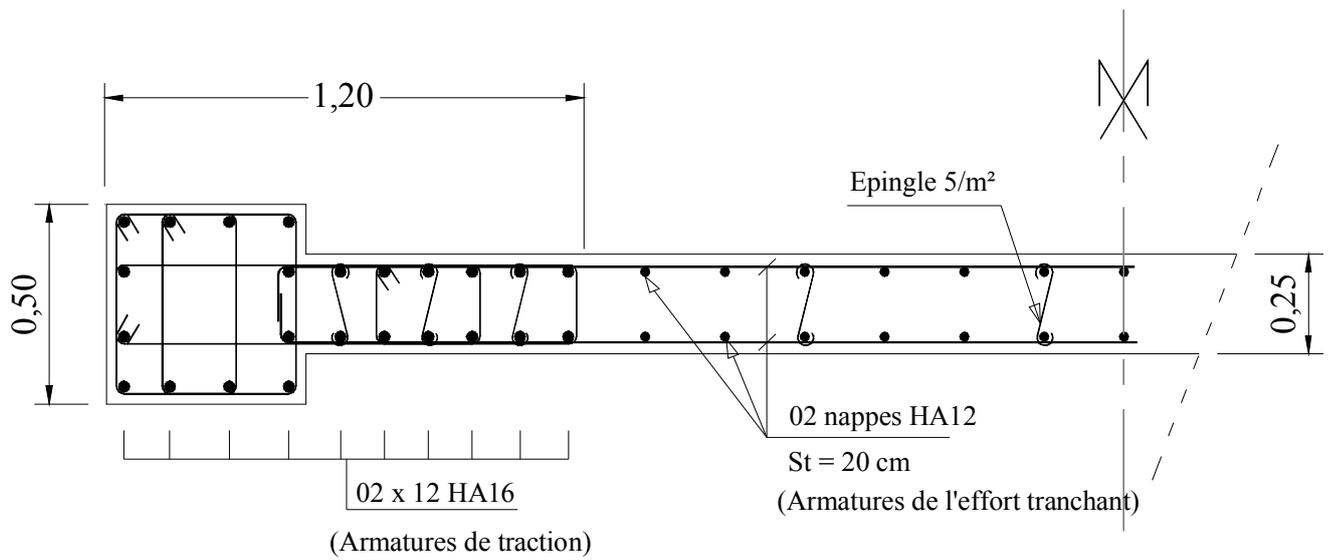
$$h_{cr} = \max [l_w, (M_u / 4V_u)] = \max [4,50 \text{ m}, (13802 / 4 \times 1504 = 2,29 \text{ m})]$$

Soit $h_{cr} = 4,50 \text{ m}$

$$\text{Selon l'Eurocode8 : } h_{cr} = \max [l_w, (h_w / 6)] = \max [4,50 \text{ m}, 39,3 / 6 = 6,55 \text{ m}]$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w = 2 \times 4,5 = 9,0 \text{ m} \\ 2h_s = 4,10 + 3,20 = 7,30 \text{ m} \end{cases}$$

Pour simplifier l'exécution du refend, il est judicieux de prolonger les mesures constructives de la rotule plastique jusqu'au deuxième étage.



Cadres et épingles en HA8
(Confinement de la zone critique)

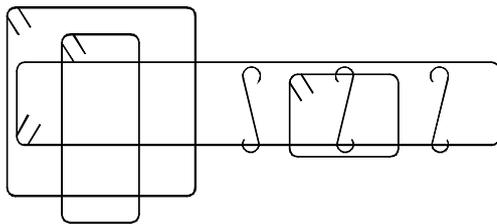


Figure - détail de ferrailage du voile, coupe horizontale.