

Chapitre 03 : Voiles

3.1. Introduction

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Dans le passé, les structures relativement flexibles à base de portiques étaient censées se comporter mieux sous chargement sismique, du au fait qu'elles attirent généralement des forces sismiques moins intenses. Cependant, les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs et par conséquent des dommages sévères sur des éléments non structuraux. De plus, les demandes excessives de ductilité et les effets de deuxième ordre générés par les grandes déformations peuvent provoquer la ruine de la structure. Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiment à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagérés. Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable (Figure 3.1). Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par portiques.

3.2. Avantages des voiles

Les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance et la stabilité de la construction vis-à-vis aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques. Notons pour cela, les avantages importants que présente leur utilisation par rapport aux structures en portiques :

- augmente la rigidité de construction.
- grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.
- lors de nombreux séismes modérés, les faibles déplacements latéraux permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles.
- la masse élevée des voiles permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton confère au bâtiment une inertie thermique appréciable.
- Une construction à voiles en béton armé est souvent plus économique qu'une construction à portiques, puisque les voiles remplacent à la fois les poteaux, les poutres et les cloisons,

et on économise ainsi les aciers.

3.3. Classification des structures avec voiles

Tout en étant conscient de la grande variété des structures à voiles porteurs, nous ne pouvons fournir qu'une classification assez générale. A cet égard, trois grandes catégories peuvent rencontrées:

3.3.1. Structures mixtes avec des voiles porteurs associés à des portiques

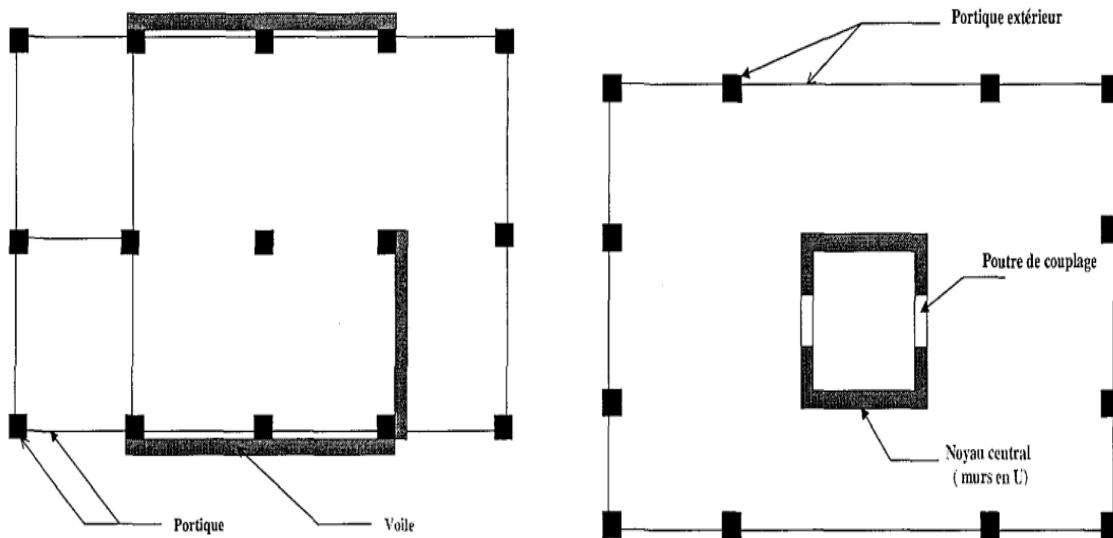
Le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales est assuré par les poteaux et les poutres, tandis que les voiles assurent la résistance aux forces horizontales. Un exemple de ce système constructif est présenté dans la Figure 3.1(a).

3.3.2. Structures à noyau central

Un noyau central formé de deux voiles couplés à chaque étage par des poutres assure majoritairement la résistance aux forces horizontales. Une certaine résistance supplémentaire peut être apportée par les portiques extérieurs, comme le montre la Figure 3.1(b).

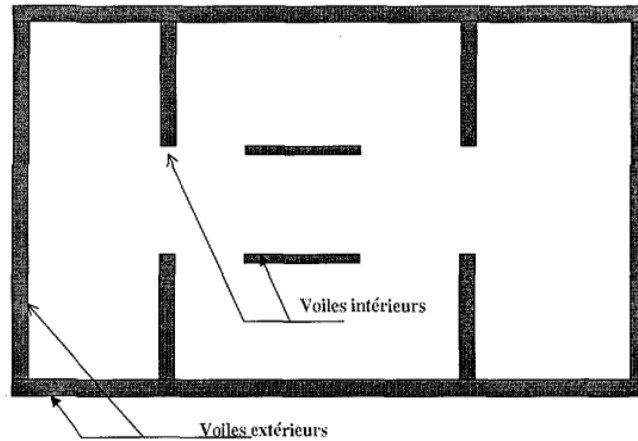
3.3.3. Structures uniquement à voiles porteurs

Les voiles assurent en mêmes temps le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales et le rôle de résistance aux forces horizontales. L'exemple montré dans la Figure 3.1(c) fait apparaitre ce système constructif.



(a) : Structures mixtes

(b) : Structures à noyau central



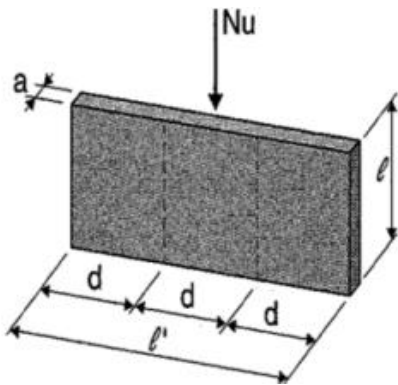
(c) : Structures uniquement à voiles porteurs

Figure 3.1. Classification des structures avec voiles.

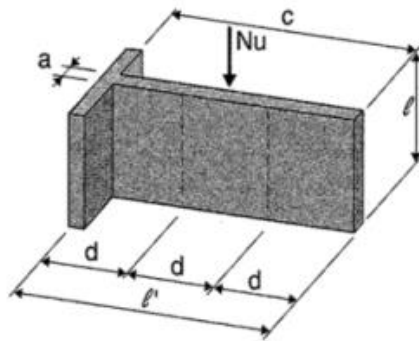
3.4. Classification des voiles

Les voiles en béton armé sont classés en quatre catégories :

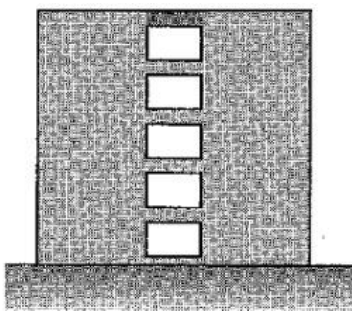
- Voiles pleins ou voiles sans raidisseur (Figure 3.2(a)).
- Voiles avec raidisseur (Figure 3.2(b)).
- Voiles avec une seule file d'ouverture (Figure 3.2(c)).
- Voiles avec plusieurs files d'ouvertures (Figure 3.2(d)).



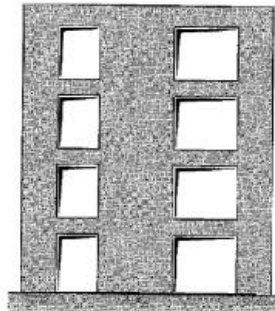
(a) : Voile sans raidisseur.



(b) : Voile avec raidisseur.



(c) : Voile avec une seule file d'ouverture.



(d) : Voile avec plusieurs files d'ouverture.

Figure 3.2. Classification des voiles.

Ainsi que, il existe plusieurs formes des voiles en béton armé. Forme en U, en L, en H, rectangulaire, rectangulaire plus poteau, rectangulaire plus deux poteaux....etc.

La Figure 3.3 présente les formes des voiles en béton armé les plus rencontrées à la pratique.

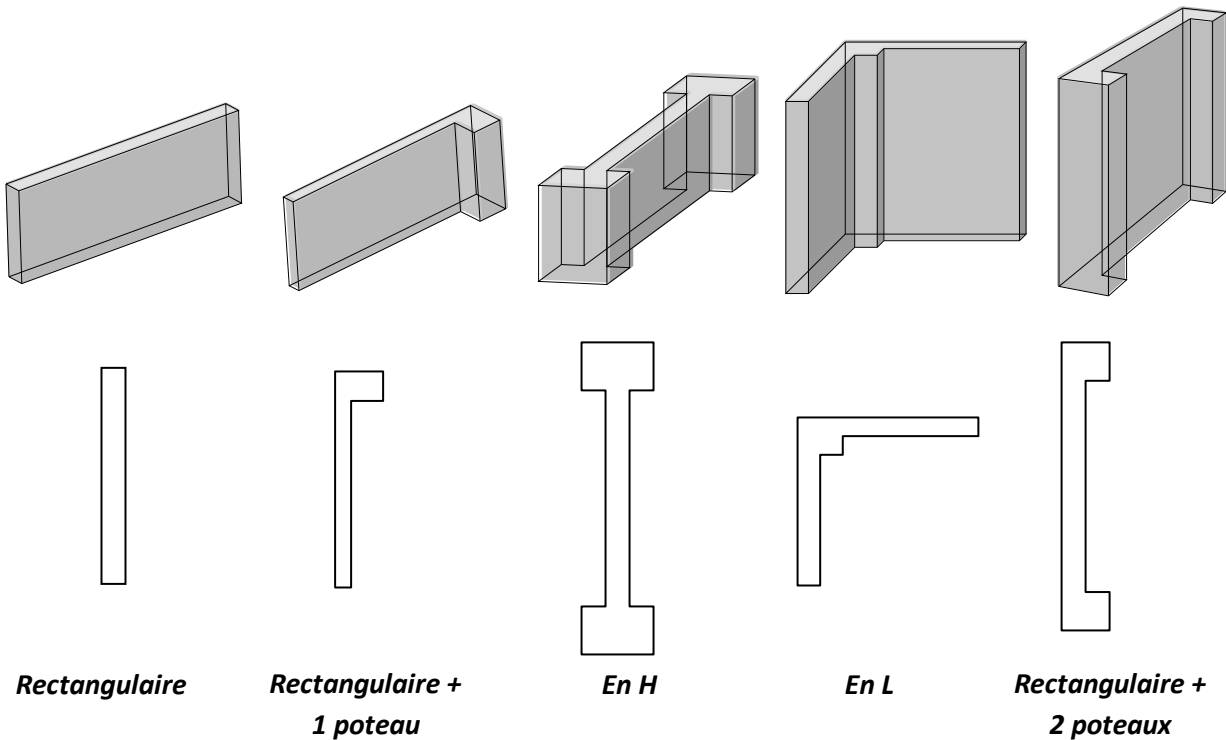


Figure 3.3. Formes des voiles en béton armé.

Comme il existe des voiles en béton armé, avec ouvertures de formes circulaires ou rectangulaires, ce qui donne la définition des trumeaux et des linteaux (Figure 3.4).

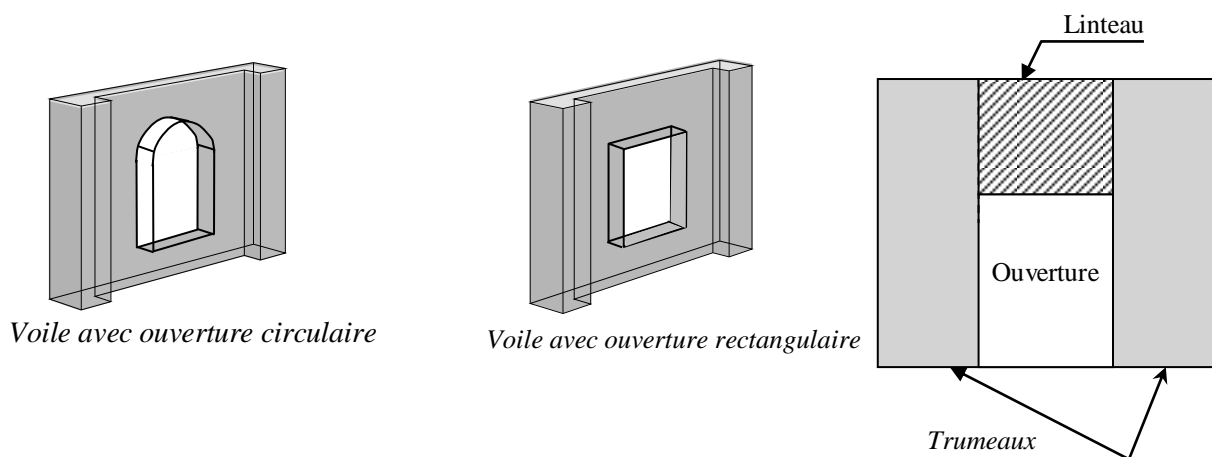


Figure 3.4. Formes des voiles en béton armé avec ouvertures.

3.5. Dimensionnement des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à sa base. La Figure 3.5 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

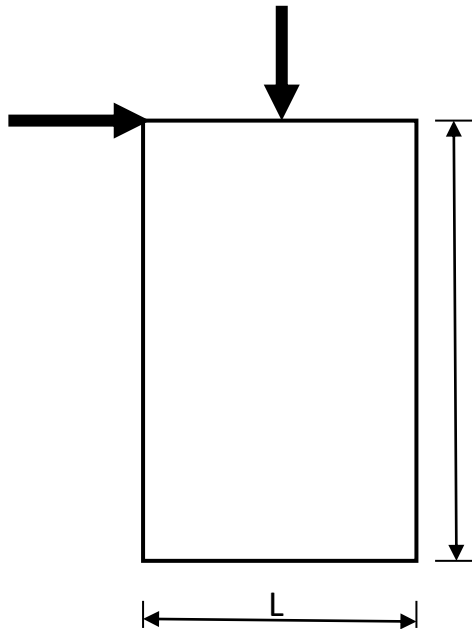


Figure 3.5. Sollicitations sur voile plein.

Les principaux paramètres ayant une influence prépondérante sur le comportement d'un voile en béton armé sont les suivants :

- l'élancement, défini comme le rapport de la hauteur par la largeur du voile (h/L),
- la disposition et le pourcentage et des armatures,
- l'intensité de l'effort normal.

Du point de vue de leur fonctionnement, il convient de faire la distinction entre les voiles élancés ($h/L > 2$) et les voiles courts ($h/L < 2$).

3.5.1. Dimensionnement selon RPA 99 /version 2003

D'après RPA 99 /version 2003, les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$, sont considérés comme voiles. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Où L étant la longueur du voile et a son épaisseur (Figure 3.6).

L'épaisseur minimale est de 15 cm ($a_{\min} = 15$ cm).

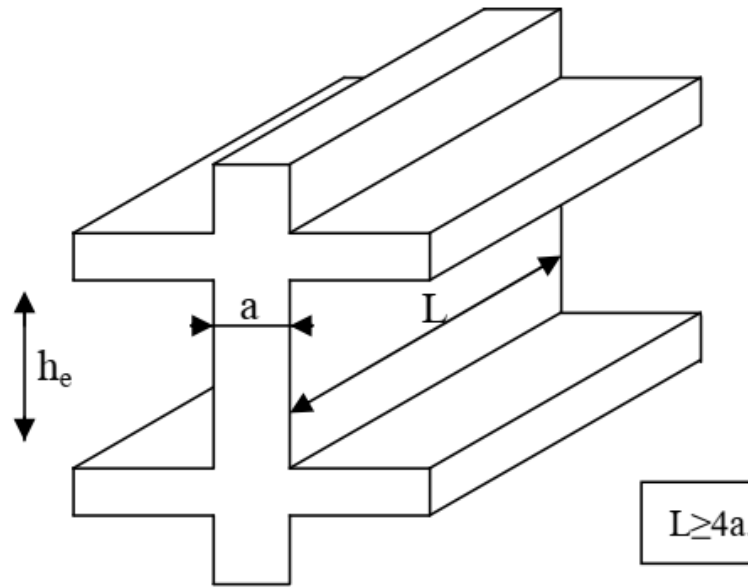


Figure 3.6. Coupe de voile en élévation.

De plus, l'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la Figure 3.7.

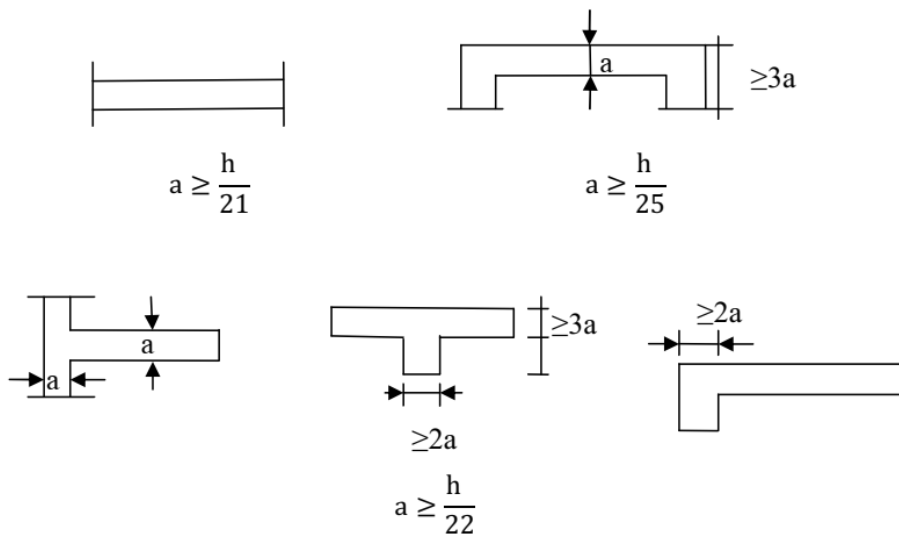
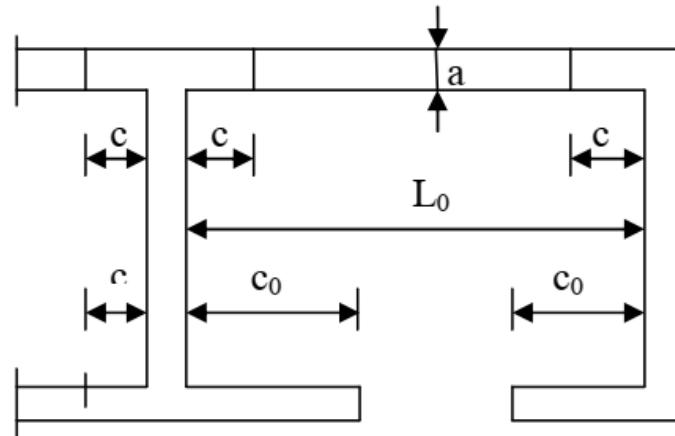


Figure 3.7. Coupe de voile en plan.

Pour les calculs de l'inertie des voiles, il est admis de considérer l'influence des murs perpendiculaires. La longueur du mur prise en compte de chaque côté devrait être la plus petite des valeurs indiquées sur la Figure 3.8.



$$c \leq \min (8a ; L_0/2 ; c_0)$$

Figure 3.8. Prise en compte des murs en retour.

3.5.2. Dimensionnement selon l'Eurocode 8

D'après l'Eurocode 8, l'épaisseur b_{w0} (a dans RPA 99/v2003) du voile doit être vérifiée la condition suivante :

$$b_{w0} \geq \max (0.15 ; h_s / 20) \quad (3.1)$$

Avec la hauteur h_s est mesurée en mètre.

D'autres exigences complémentaires s'appliquent pour l'épaisseur des éléments de rive raidis. Il n'est pas nécessaire de prévoir d'élément de rive confiné dans les membrures de mur ayant une épaisseur $b_f \geq h_s / 15$ et une largeur $l_f \geq h_s / 5$ (Figure 3.9).

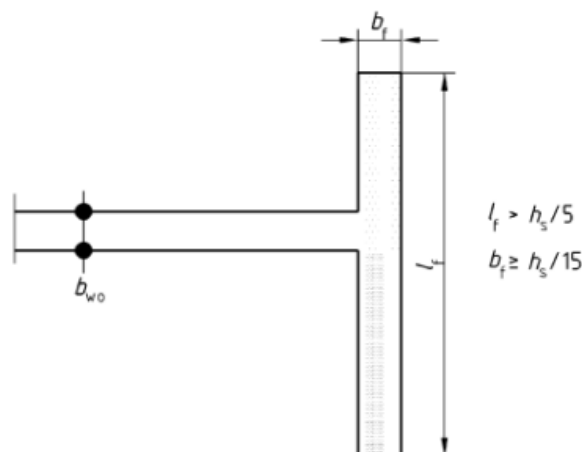


Figure 3.9. Élément de rive confiné inutile à une extrémité du voile.

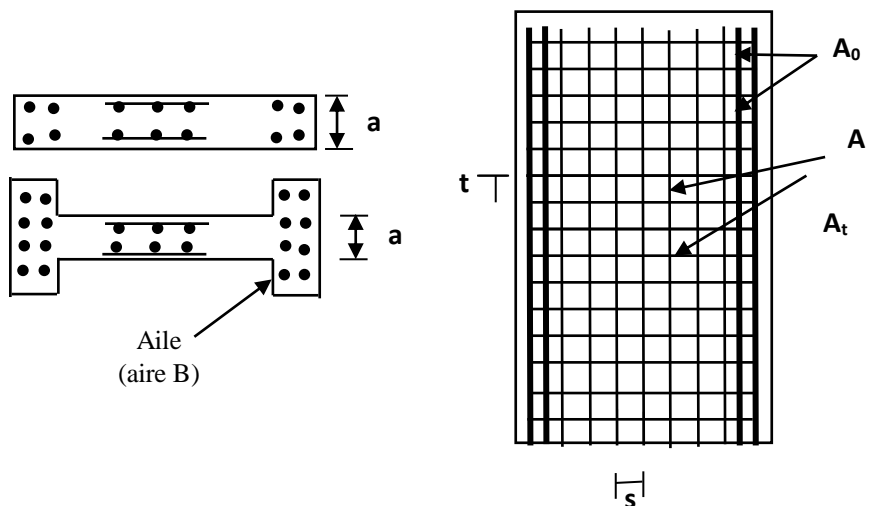
3.6. Ferrailage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile en béton armé est celui d'une console parfaitement encastrée à la base. Le voile est sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V

constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant M qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé d'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile ou dans les ailes (pourcentage ρ_0), d'armatures verticales uniformément réparties (pourcentage ρ) et d'armatures horizontales (pourcentage ρ_t), elles aussi uniformément réparties. Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction /compression créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. A la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones. En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

La Figure 3.10 présente la disposition des armatures dans un voile.



Armatures	Aire	Pourcentage
Verticales concentrées	A_0	$\rho_0 = A_0/B$
Verticales réparties	A	$\rho = A/a.s$
Horizontales réparties	A_t	$\rho_t = A_t/a.t$

Figure 3.10. Disposition de ferrailage dans un voile en béton armé.

Méthode de calcul de ferrailage

La contrainte maximale (σ_1) et minimale (σ_2) sont calculées par la méthode de NAVIER (méthode des contraintes) par la formule ci-dessous :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{MV}{I} \quad (3.2)$$

Pour le calcul des contraintes, il existe trois cas.

1^{er} cas : $\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 > 0$

La section est entièrement comprimée. Le ferrailage de cette section sera calculé par le pourcentage minimum d'armatures exigé par les RPA99 /version 2003, donnée par

$$A_{\min} = 0.2\% a L \quad (3.3)$$

La Figure 3.11 présente le premier type de section.

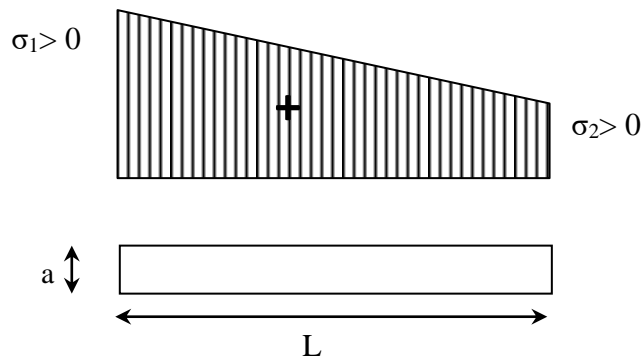


Figure 3.11. Section entièrement comprimée.

2^{ème} cas : $\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 < 0$

La section est entièrement tendue, et on calcule le volume des contraintes de traction.

La Figure 3.12 présente le deuxième type de section.

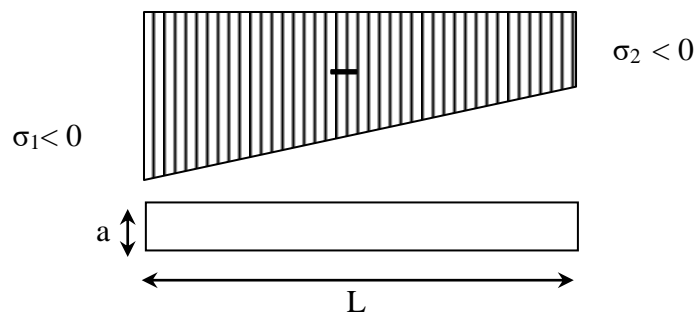


Figure 3.12. Section entièrement tendue.

3^{ème} cas : $\sigma_1 \times \sigma_2 < 0$

La section est partiellement comprimée, et on calcul le volume des contraintes de traction pour la zone tendue.

La Figure 3.13 présente le deuxième type de section.

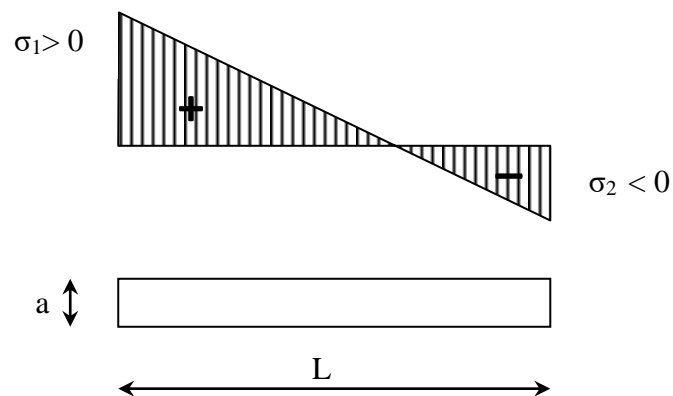


Figure 3.13. Section partiellement comprimée.

3.7. Ferrailage des linteaux

Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur bi-encastés dans les trumeaux. Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical le linteau est sollicité par un moment M et un effort tranchant V . Les linteaux sont calculés à la flexion simple.

La méthode de ferrailage décrite ci-dessous est proposée par RPA99/version 2003.

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0.2 f_{c28} \quad (3.4)$$

$$\text{Où : } \tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \text{ avec } \overline{V} = 1.4 \times V_u^{cal} \quad (3.5)$$

3.7.1. Premier cas

Dans le cas où la contrainte de cisaillement dans le béton est au plus égale à la contrainte admissible ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$) les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V).

On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- des aciers transversaux (A_t)
- des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau (A_c)

3.7.1.1. Aciers Longitudinaux

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{z f_e} \dots\dots(3.6)$$

Avec: $z = h - 2d'$

M : Moment dû à l'effort tranchant ($\overline{V} = 1.4 V_u^{cal}$)

3.7.1.2. Aciers Transversaux

a)- Linteaux longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

$$\text{On a : } S \leq \frac{A_t f_e z}{\overline{V}} \dots\dots(3.7)$$

b)- Linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

$$\text{On doit avoir : } S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e} \dots\dots(3.8)$$

Avec :

$$V = \text{Min} (V_1, V_2)$$

$$V_2 = 2 V_u^{cal}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec : M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à droite et à gauche du linteau de portée l_{ij} (Figure 3.18) et calculés par : $M_c = A_l f_e z$

Où : $z = h - 2 d'$

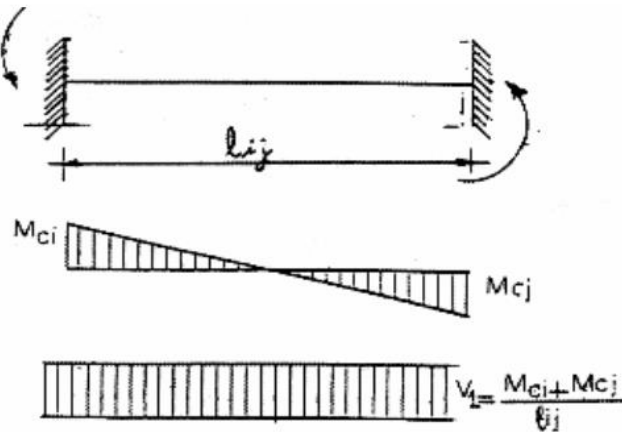


Figure 3.18. Moment résistant et effort tranchant ultimes des sections d'about du linteau

(RPA 99/version 200).

3.7.2. Deuxième cas

Dans le cas où la contrainte de cisaillement dans le béton est supérieure à la contrainte admissible ($\tau_b > 0.06 f_{c28}$), il y a lieu de disposer les ferrillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M , V) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement (Figure 3.19)

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule : $A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$ (3.9)

Avec : $\tan \alpha = \frac{h - 2d'}{l}$ (voir Figure 3.20).

et : $V = V_u^{cal}$ (sans majoration) ($\tau_u = \frac{V_u^{cal}}{e h}$)

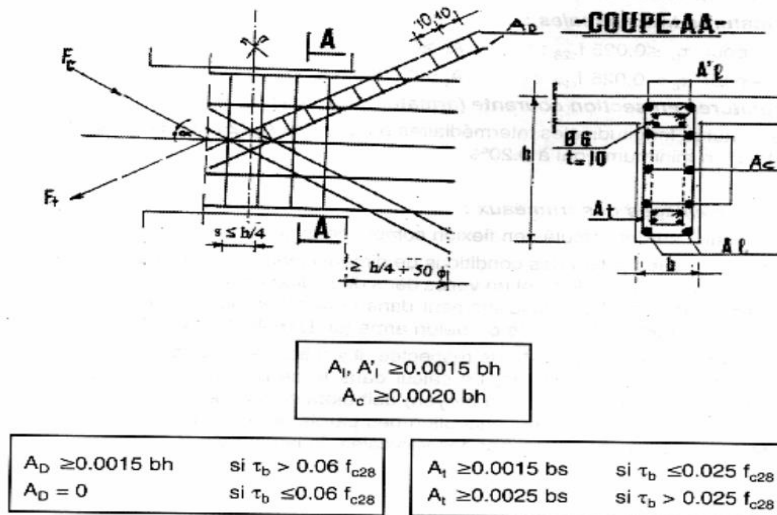


Figure 3.19. Armatures de linteaux (RPA 99/version 2003).

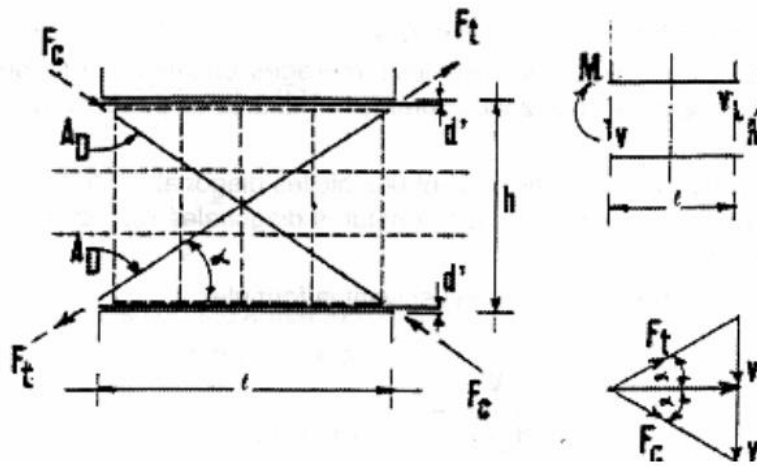


Figure 3.20. Efforts dans les bielles du linteau (RPA 99/version 2003).

3.7.3. Ferrailage minimal (voir Figure 3.19)

3.7.3.1. Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales de lit inférieur A_1 et lit supérieur A'_1 doivent être vérifiées la condition suivante (Figure 3.19):

$$(A_1, A'_1) \geq 0.0015 b h \quad (0.15\%)$$

3.7.3.2. Armatures transversales

$$\text{Si } \tau_b \leq 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.0015 b S$$

$$\text{Si } \tau_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.0025 b S$$

$$\text{L'espace des cadres : } S_t \leq \frac{h}{4}$$

3.7.3.3. Armatures en section courante (armatures de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c en deux nappes, doivent être au total d'un minimum égal à 0.20% ($A_c \geq 0.002.b.h$)

3.7.3.4. Armatures diagonales

$$\text{Si } \tau_b \leq 0.06 f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$$

$$\text{Si } \tau_b > 0.06 f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0.0015 b h$$

On prend la valeur de l'effort tranchant maximale qui donne une contrainte tangentielle la plus défavorable.

3.8. Ferrailage des trumeaux

Les trumeaux sont calculés en flexion composé avec effort tranchant. Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement fixées en 3.3.1 et la disposition de contreventement en voiles dans deux directions orthogonales, le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.2.41 "CBA 93").

Si la deuxième condition n'est pas respectée, il y a lieu de faire le calcul de vérification dans les deux directions; Le calcul dans la deuxième direction (direction orthogonale à la direction du plan moyen) doit alors se faire en suivant les règles du DTR-B.C. 2.42 "Règles de conception des parois et murs en béton". Le calcul se fera dans ce cas pour des bandes verticales de largeur d :

$$d \leq \min (h_e/2, 2 l/3) \quad (3.10)$$

Avec:

l : longueur de la zone comprimée.

h_e : hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

On devra disposer les ferrailages suivants:

- des aciers verticaux
- des aciers horizontaux

3.8.1. Aciers verticaux

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

La Figure 3.21 présente la disposition des armatures verticales dans les voiles.

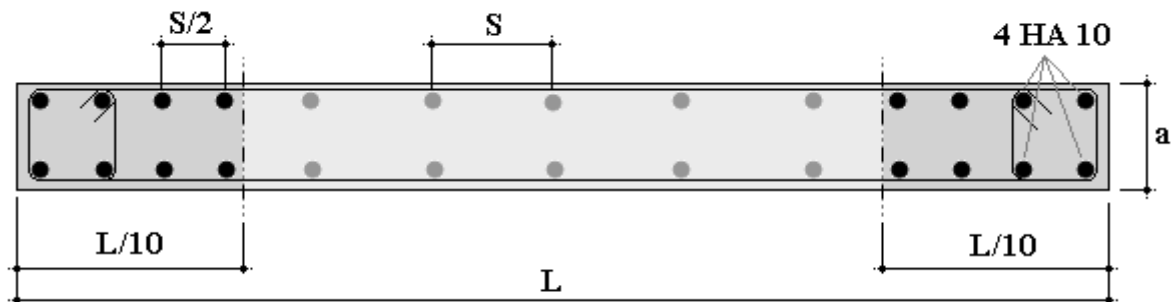


Figure 3.21. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

3.8.2. Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

3.8.3. Règles communes

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

* globalement dans la section du voile 0.15 %

* en zone courante 0.10%

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux

valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1.5a \\ 30cm \end{cases}$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

* 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

* 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad (3.11)$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Référence du cours:

Dr. Touhami TAHENNI, "Structures en béton armé 2", Université Djilali BOUNAAMA Khemis Miliana, Faculté des Sciences et de la Technologie, Département de la Technologie, 2022.

Dr. Dr. Taleb Hosni Abderrahmane, "Structures en béton armé 2", Centre Universitaire AbdelHafid Boussouf de Mila, Faculté des Sciences et de la Technologie, Département de Génie Civil, 2023.