

# **Commission chargée de formuler des Avis Techniques**

---

Groupe Spécialisé n°3

Structures, planchers et autres  
composants structuraux

## **Cahier des prescriptions techniques communes aux procédés de murs à coffrage intégré**

Le présent Cahier des Prescriptions Techniques a été édité par le Groupe Spécialisé n° 3  
« Structures, planchers et autres composants structuraux » de la Commission chargée  
de formuler des Avis Techniques, lors de ses séances du 20 juillet 2010 et du 16 décembre  
2010.

Établissement public au service de l'innovation dans le bâtiment, le CSTB, Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, exerce quatre activités clés : la recherche, l'expertise, l'évaluation, et la diffusion des connaissances, organisées pour répondre aux enjeux de la transition écologique et énergétique dans le monde de la construction. Son champ de compétences couvre les produits de construction, les bâtiments et leur intégration dans les quartiers et les villes.

Avec plus de 900 collaborateurs, ses filiales et ses réseaux de partenaires nationaux, européens et internationaux, le groupe CSTB est au service de l'ensemble des parties prenantes de la construction pour faire progresser la qualité et la sécurité des bâtiments.

Toute reproduction ou représentation intégrale ou partielle, par quelque procédé que ce soit, des pages publiées dans le présent ouvrage, faite sans l'autorisation de l'éditeur ou du Centre Français d'Exploitation du droit de copie (3, rue Hautefeuille, 75006 Paris), est illicite et constitue une contrefaçon. Seules sont autorisées, d'une part, les reproductions strictement réservées à l'usage du copiste et non destinées à une utilisation collective et, d'autre part, les analyses et courtes citations justifiées par le caractère scientifique ou d'information de l'œuvre dans laquelle elles sont incorporées (Loi du 1er juillet 1992 - art. L 122-4 et L 122-5 et Code Pénal art. 425).

© CSTB 2014

# Cahier des prescriptions techniques communes aux procédés de murs à coffrage intégré

## SOMMAIRE

### PRÉAMBULE

Les Cahiers des Prescriptions Techniques (CPT) sont des parties intégrantes des Avis Techniques, présentant des dispositions communes. Ces CPT ne sont donc pas des textes à utiliser seuls, mais conjointement avec l'Avis Technique qui y fait référence, et qui peut les compléter ou les amender.

<b>Normes associées.....</b>	<b>3</b>
<b>Avant-propos.....</b>	<b>4</b>
<b>Généralités .....</b>	<b>4</b>
<b>Domaine d'emploi .....</b>	<b>4</b>
<b>Symboles.....</b>	<b>5</b>
Majuscules latines .....	5
Minuscules latines .....	6
Minuscules grecques.....	8
<b>1. Conditions de conception .....</b>	<b>9</b>
1.1 Stabilité.....	9
1.2 Sécurité au feu .....	32
1.3 Isolation thermique.....	33
1.4 Isolation acoustique.....	33
1.5 Traitement des joints .....	33
1.6 Finitions et aspect.....	35
<b>2. Conditions de fabrication .....</b>	<b>35</b>
2.1 Précision de fabrication des treillis raidisseurs.....	35
2.2 Tolérances dimensionnelles standards.....	35
2.3 Contrôle du béton .....	35
<b>3. Conditions de stockage et de transport.....</b>	<b>36</b>
3.1 Prescriptions concernant la manutention des panneaux.....	36
3.2 Prescriptions concernant le transport des panneaux.....	36
3.3 Prescriptions concernant le stockage des panneaux.....	36
<b>4. Conditions de mise en œuvre.....</b>	<b>36</b>
4.1 Pose des panneaux.....	36
4.2 Stabilité en phase provisoire .....	36
4.3 Préparation des voiles et des joints .....	36
4.4 Utilisation de coupleurs d'armatures.....	36
4.5 Bétonnage .....	36
4.6 Étapes après décoffrage.....	36

<b>Annexe I</b>	
<b>Principe de détermination</b>	
<b>des efforts sollicitants sur un mur</b>	
<b>à coffrage intégré .....</b>	<b>37</b>
<b>Annexe II</b>	
<b>Vérifications de la liaison au droit</b>	
<b>du joint – Applications numériques .....</b>	<b>39</b>
<b>Annexe III</b>	
<b>Exemples de calcul du pourcentage</b>	
<b>d’armatures transversales <math>\rho_a</math></b>	
<b>transversales du plan de reprise</b>	
<b>dans le sens longitudinal .....</b>	<b>51</b>
<b>Annexe IV</b>	
<b>Principe et exemple de calcul de la contrainte de</b>	
<b>cisaillement limite <math>\tau_{Ed,lim}</math> à l’interface</b>	
<b>entre le béton des voiles préfabriqués</b>	
<b>et le béton coulé en place du noyau .....</b>	<b>52</b>
<b>Annexe V</b>	
<b>Schémas de principe de réalisation</b>	
<b>des liaisons entre poutres-cloisons</b>	
<b>en mur à coffrage intégré.....</b>	<b>53</b>
<b>Annexe VI</b>	
<b>Traitement des joints.....</b>	<b>56</b>
<b>Annexe VII</b>	
<b>Épaisseur minimale et longueur</b>	
<b>du chemin critique .....</b>	<b>59</b>
<b>Annexe VIII</b>	
<b>Justification des renforts de mur</b>	
<b>à coffrage intégré sous appui</b>	
<b>ponctuel de poutres .....</b>	<b>61</b>
<b>Annexe IX</b>	
<b>Détails de liaisons des murs</b>	
<b>à coffrage intégré.....</b>	<b>62</b>

## Normes associées

- NF EN 1990, Eurocodes structuraux – Bases de calcul des structures.
- NF EN 1990, Eurocodes structuraux – Bases de calcul des structures. Annexe nationale à la NF EN 1990.
- NF EN 1991-1-1, Eurocode 1 : actions sur les structures. Partie 1.1 : actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments.
- NF EN 1991-1-1/NA, Eurocode 1 : actions sur les structures. Partie 1.1 : actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments. Annexe nationale à la norme NF EN 1991-1-1.
- NF EN 1991-1-2, Eurocode 1 : actions sur les structures. Partie 1.1 : actions générales – Actions sur les structures exposées au feu.
- NF EN 1991-1-2/NA, Eurocode 1 : actions sur les structures. Partie 1.1 : actions générales – Actions sur les structures exposées au feu. Annexe nationale à la norme NF EN 1991-1-2.
- NF EN 1992-1-1, Eurocode 2 : calcul des structures en béton. Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments.
- NF EN 1992-1-1/NA, Eurocode 2 : calcul des structures en béton. Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments. Annexe nationale à la NF EN 1992-1-1.
- NF EN 1992-1-2, Eurocode 2 : calcul des structures en béton. Partie 1-2 : règles générales – Calcul du comportement au feu.
- NF EN 1992-1-2/NA, Eurocode 2 : calcul des structures en béton. Partie 1-2 : règles générales – Calcul du comportement au feu. Annexe nationale à la NF EN 1992-1-2.
- NF EN 1998-1 : Eurocode 8 : calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.
- NF EN 1998-1/NA : Eurocode 8 : calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments. Annexe nationale à la NF EN 1998-1.
- NF EN 206-1 : Béton – Partie 1 : spécification, performances, production et conformité.
- NF A 35-080-1 : Aciers pour béton armé. Aciers soudables. Partie 1 : barres et couronnes.
- NF A 35-080-2 : Aciers pour béton armé. Aciers soudables. Partie 2 : treillis soudés.
- NF A 35-015 : Aciers pour béton armé. Aciers soudables lisses – Barres et couronnes.
- NF A 35-028 : Aciers pour béton armé. Treillis raidisseurs.
- NF A 35-028/A1 : Aciers pour béton armé. Treillis raidisseurs – Amendement A1.
- NF EN 12354-1, Acoustique du bâtiment – Calcul de la performance acoustique des bâtiments à partir de la performance des éléments – Partie 1 : isolement acoustique aux bruits aériens entre des locaux.
- NF EN 13369 COMPIL, Règles communes pour les produits préfabriqués en béton.
- NF EN 13369/A1, Règles communes pour les produits préfabriqués en béton.
- NF EN 14992+A1, Produits préfabriqués en béton. Éléments de murs.
- NF EN 15258, Produits préfabriqués en béton. Éléments de murs de soutènement.
- NF P15-317, Liants hydrauliques – Ciments pour travaux à la mer.
- NF P 18-503, Surfaces et parements de béton – Éléments d'identification.
- NF P 18-504, Béton – Mise en œuvre des bétons de structure.
- NF P93-350, Équipement de chantier – Banches industrialisées pour ouvrages en béton.
- NF P 11-221 (DTU 14.1), Travaux de bâtiment – Travaux de cuvelage.
- NF P 10-202-1-1 (DTU 20.1), Travaux de bâtiment – Ouvrages en maçonnerie de petits éléments – parois et murs.
- NF P 10-203 (DTU 20.12), Maçonnerie des toitures et d'étanchéité – Gros œuvre en maçonnerie des toitures destinées à recevoir un revêtement d'étanchéité.
- NF P 15-201 (DTU 26.1), Travaux de bâtiment – Travaux d'enduits de mortiers – Partie 1-1 : cahier des clauses techniques – Partie 1-2 : critères généraux de choix des matériaux – Partie 2 : cahier des clauses spéciales.
- NF P 74-202 (DTU 59.2), Travaux de bâtiment – Revêtements plastiques épais sur béton et enduits à base de liants hydrauliques. Partie 1 : cahier des charges – Partie 2 : cahier des clauses spéciales.
- Fascicule 74, Construction des réservoirs en béton du CCTG.
- Arrêté du 22/10/2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal ».
- Murs à Coffrage Intégré (MCI). Prescriptions minimales à intégrer à la conception du procédé constructif MCI pour une mise en œuvre en sécurité. Assurance Maladie, OPP BTP et INRS.

## Avant-propos

Le présent document révisé et remplace le CPT MCI publié en . L'édition antérieure avait été rédigée sur la base des règles BAEL 91 et PS 92. Les prescriptions de conception et de calcul données dans ce titre du CPT sont établies par référence aux règles de conception et de calcul aux états limites des ouvrages en béton armé prescrites dans la NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA ainsi que dans la NF EN 1998-1 et son Annexe nationale NF EN 1998-1/NA.

## Généralités

### Terminologie

**Mur composite :** mur constitué de deux voiles en béton armé préfabriqués séparés par un espace et généralement liaisonnés au moyen de treillis raidisseurs.

L'ensemble (deux voiles préfabriqués reliés) fabriqué en usine forme un panneau. L'espace entre les voiles préfabriqués ultérieurement rempli de béton coulé sur chantier est appelé noyau.

Le mur composite, une fois complété par le béton coulé en place, est appelé « mur à coffrage intégré » (MCI).

**Nota :**

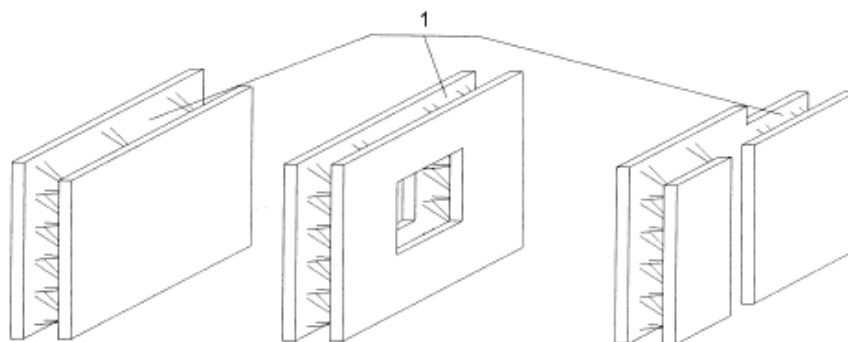
- le mur à coffrage intégré suit un ordre de fabrication en usine précis en trois étapes : un premier voile est d'abord coulé horizontalement avec les treillis raidisseurs, étuvé puis retourné sur le béton frais d'un second voile. L'ensemble est ensuite étuvé en gardant le vide entre les deux voiles préfabriqués ;
- l'espace compris entre les voiles préfabriqués est rempli de béton sur site, une fois les panneaux mis en œuvre ;
- le présent document ne s'applique pas aux cas où un seul voile est préfabriqué et l'autre côté est limité par une paroi existante ou un autre coffrage pendant la construction (article 3.5 de NF EN 14992:2007).

## Domaine d'emploi

Les éléments visés dans le présent titre sont les suivants :

- éléments essentiellement sollicités par des charges dans leur plan tels que murs, poteaux, poutres, poutres-cloisons, acrotères, etc. ;
- éléments sollicités en flexion simple ou composée par des charges perpendiculaires à leur plan tels que murs de soutènement, murs de silos ou de magasins de stockage, murs soumis à une pression hydrostatique, etc.

Les murs à coffrage intégré doivent être conformes à la norme européenne NF EN 14992+A1 « Produits préfabriqués en béton – Éléments de murs » ou à la norme NF EN 15258 « Produits préfabriqués – Éléments de murs de soutènement » lorsqu'ils relèvent du domaine d'emploi de cette dernière.



### Légende

1 Béton coulé en place

**Figure 1 – Exemples de murs composites ou murs à coffrage intégré (source : NF EN 14992)**

## Symboles

Pour les besoins du présent titre, les symboles suivants s'appliquent.

### Majuscules latines

$A_{s,eq}$	Section d'armatures équivalente par mètre linéaire
$A_{s1}, A_{s2}$	Sections d'armatures de frettage dans le cas de renforts de murs à coffrage intégré sous appui ponctuel de poutres
$A_{s3}$	Section d'armatures de montage
$A_c$	Section résistante de béton
$A_{c,out}$	Section des armatures de couture aux abouts traversant l'interface paroi préfabriquée/béton coulé en place
$A_j$	Aire du joint par mètre
$A_{lj}$	Section des armatures de liaison au droit du joint
$A_{lj,min}$	Section minimale des armatures de liaison au droit du joint
$A_{raid,Di}$	Section de la diagonale du treillis raidisseur
$A_{raid,inf}$	Section des armatures inférieures du treillis raidisseur
$A_{raid,sup}$	Section des armatures supérieures du treillis raidisseur
$A_{s,eq}$	Section d'armatures équivalente par mètre linéaire
$A_{s,p1}$	Section d'armatures horizontales dans le premier voile préfabriqué
$A_{s,p2}$	Section d'armatures horizontales dans le second voile préfabriqué
$A_{sl,rqd}$	Section des armatures de liaison requise par le calcul
<b>E30 ou E60, ...</b>	Classe de résistance au feu pour le critère d'étanchéité pendant 30 ou 60 ... minutes d'exposition au feu normalisé
$E_{c,eff,n}$	Module d'élasticité effectif tangent du béton du noyau coulé en place
$E_s$	Valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier de béton armé
$D_{max}$	Diamètre maximal du plus gros granulat
<b>F</b>	Force ponctuelle horizontale sur le mur
$F_w$	Résistance garantie de la soudure des sinusoides sur les armatures longitudinales du treillis raidisseur
$F_{wj}$	Résistance individuelle au cisaillement mesurée sur un point de soudure sur un treillis raidisseur
$F_s$	Effort résistant au niveau du plan de cisaillement oblique
$H_{max}$	Hauteur maximale de chute du béton
$H_{raid}$	Hauteur nominale du treillis raidisseur
<b>I30 ou I60, ...</b>	Classe de résistance au feu pour le critère d'isolation pendant 30 ou 60 ... minutes d'exposition au feu normalisé
<b>I</b>	Moment d'inertie d'une section
<b>L</b>	Longueur du panneau constitué de murs à coffrage intégré ; portée de la poutre-cloison
$L_c$	Charge de bétonnage par mètre de treillis raidisseur
$N_{Ed}$	Effort normal de calcul agissant à l'ELU
$N_{Rd}$	Effort normal résistant de calcul à l'ELU
$R_{Ed}$	Réaction d'appui pondérée à l'ELU
$R_{e,Di}$	Limite apparente d'élasticité de la diagonale du treillis raidisseur
<b>R30 ou R60, ...</b>	Classe de résistance au feu pour le critère de résistance mécanique pendant 30 ou 60 ... minutes d'exposition au feu normalisé
<b>S</b>	Moment statique d'une section
<b>V</b>	Effort tranchant
$V_{Ed}$	Valeur de calcul de l'effort tranchant agissant à l'ELU
$V_{Ed,max}$	Valeur de calcul maximale de l'effort tranchant agissant à l'ELU
$V_{Ed,j}$	Valeur de calcul de l'effort tranchant agissant à l'ELU au droit du joint
$V_{Rd,i}$	Effort tranchant résistant de calcul à l'interface paroi préfabriquée/noyau coulé en place
$V_{Rd,j}$	Effort tranchant résistant de calcul au droit du joint
$V_c$	Vitesse de bétonnage

## Minuscules latines

$a_{e1,min}$	Distance minimale libre entre l'armature de liaison au droit du joint et la face intérieure du premier voile préfabriqué
$a_{e2,min}$	Distance minimale libre entre l'armature de liaison au droit du joint et la face intérieure du second voile préfabriqué
$a_{h1}$	Distance nominale libre entre l'armature de liaison horizontale disposée au droit du joint et la face intérieure du premier voile préfabriqué
$a_{h2}$	Distance nominale libre entre l'armature de liaison horizontale disposée au droit du joint et la face intérieure du second voile préfabriqué
$a_{v1}$	Distance nominale libre entre l'armature de liaison verticale disposée au droit du joint et la face intérieure du premier voile préfabriqué
$a_{v2}$	Distance nominale libre entre l'armature de liaison verticale disposée au droit du joint et la face intérieure du second voile préfabriqué
$b$	Épaisseur du mur à coffrage intégré
$b_{app}$	Largeur de calcul au niveau des appuis
$b$	Épaisseur nominale du mur à coffrage intégré
$b_p$	Épaisseur des voiles préfabriqués
$b_{p1}$	Épaisseur du premier voile préfabriqué
$b_{p1}$	Épaisseur nominale du premier voile préfabriqué
$b_{p2}$	Épaisseur du second voile préfabriqué
$b_{p2}$	Épaisseur nominale du second voile préfabriqué
$b_{p,min}$	Épaisseur minimale d'un voile préfabriqué, toutes tolérances épuisées
$b_{n,min}$	Épaisseur minimale du noyau coulé en place
$b_n$	Épaisseur nominale du noyau coulé en place
$c$	Coefficient de cohésion dépendant de la rugosité de l'interface
$c_{EC2-lisse}$	Coefficient dépendant de la rugosité de l'interface et prenant la valeur préconisée dans la NF EN 1992-1-1 pour les surfaces lisses
$c_g$	Recouvrement par du béton pour un bétonnage correct
$c_{1,min}$	Enrobage minimal de la membrure inférieure du treillis raidisseur côté face intérieure du premier voile préfabriqué
$c_{2,min}$	Enrobage minimal de la membrure supérieure du treillis raidisseur côté face intérieure du second voile préfabriqué
$c_{bét,1min}$	Enrobage minimal de la membrure inférieure du treillis raidisseur, côté face intérieure du premier voile préfabriqué, vis-à-vis de la résistance au bétonnage
$c_{bét,2min}$	Enrobage minimal de la membrure supérieure du treillis raidisseur, côté face intérieure du second voile préfabriqué, vis-à-vis de la résistance au bétonnage
$c_{cout,1min}$	Enrobage minimal de membrure inférieure du treillis raidisseur, côté face intérieure du premier voile préfabriqué, vis-à-vis des coutures de l'interface peau/noyau
$c_{cout,2min}$	Enrobage minimal de membrure supérieure du treillis raidisseur, côté face intérieure du second voile préfabriqué, vis-à-vis des coutures de l'interface peau/noyau
$ch_1$	Largeur des chanfreins du premier voile préfabriqué
$ch_2$	Largeur des chanfreins du second voile préfabriqué
$d$	Hauteur utile de la section
$d_0$	Distance entre l'armature du voile préfabriqué et l'armature de liaison au droit du joint en recouvrement
$e$	Espacement des treillis raidisseurs/largeur du joint dans le cas de murs coupe-feu
$e_1$	Enrobage nominal des armatures perpendiculaires au treillis raidisseur, du premier voile préfabriqué
$e_0$	Paramètre prenant la valeur 0 si les armatures sont accolées et la valeur $1,7D_{max}$ si les armatures sont espacées
$h$	Hauteur de la poutre, hauteur du mur
$f$	Charge linéaire horizontale appliquée sur la partie supérieure du panneau
$f_{bd}, f_{bd,p}, f_{bd,n}$	Contrainte ultime d'adhérence du béton du voile préfabriqué, du béton du noyau coulé en place
$f_{cd,p}, f_{cd,n}$	Valeur de calcul de la résistance en compression du béton du voile préfabriqué, du béton du noyau coulé en place



$f_{ck,eq}$	Résistance caractéristique équivalente à la compression du béton pour l'épaisseur totale du mur à coffrage intégré
$f_{ck,p}$ , $f_{ck,n}$	Résistance caractéristique à la compression du béton du voile préfabriqué, du béton du noyau coulé en place
$f_{ctk,5\%,p}$ , $f_{ctk,5\%,n}$	Résistance caractéristique à la traction d'ordre 5 % du béton du voile préfabriqué, du béton du noyau coulé en place
$f_{ctd,p}$ , $f_{ctd,n}$	Résistance de calcul en traction du béton du voile préfabriqué, du béton du noyau coulé en place
$f_{ctm,p}$ , $f_{ctm,n}$	Valeur moyenne de la résistance à la traction axiale du béton du voile préfabriqué, du béton du noyau coulé en place
$f_{yk}$	Limite caractéristique d'élasticité de l'acier de béton armé
$f_{yd}$	Limite d'élasticité de calcul de l'acier de béton armé
$g_1$	Effort de glissement par unité de longueur relatif au premier voile préfabriqué
$g_2$	Effort de glissement par unité de longueur relatif au second voile préfabriqué
$l$	Largeur de bande
$l_c$	Charge de bétonnage
$l_b$	Longueur de scellement droit
$l_{brq}$	Longueur d'ancrage de référence
$l_{bd}$	Longueur d'ancrage de calcul
$l_o$	Longueur de recouvrement de calcul
$l_{o,préfa}$	Longueur de recouvrement de calcul des armatures dans le voile préfabriqué
$l_{o,noyau}$	Longueur de recouvrement de calcul des armatures de liaison dans le noyau
$n$	Effort normal relatif
$n_b$	Nombre de bielles de compression développées dans le mur sous l'action de la charge linéique $q$ sur le mur
$p_{Ed}$	Charge appliquée par unité de longueur de la paroi à l'ELU
$q$	Charge linéique sur le mur
$s_{cout}$	Espacement des armatures de couture aux abouts
$s_t$	Pas de la sinusoïde du treillis raidisseur
$s_j$	Espacement des armatures de liaison au droit du joint
$s_{p1}$	Espacement des armatures dans le premier voile préfabriqué
$s_{p2}$	Espacement des armatures dans le second voile préfabriqué
$v_{Rdi}$	Valeur de calcul de la contrainte de cisaillement à l'interface
$v_{Rd,max}$	Valeur de calcul de la contrainte de cisaillement maximale à l'interface
$x$	Distance de l'extrémité de l'armature de liaison à l'about du voile préfabriqué pour la vérification de la résistance sur le contour de liaison
$z$	Bras de levier pris égal à 0,9 $d$

## Minuscules grecques

$\alpha, \alpha'$	Angle d'inclinaison des diagonales du treillis raidisseur par rapport au plan de reprise dans le sens longitudinal
$\beta$	Angle d'inclinaison des diagonales du treillis raidisseur dans le plan transversal
$\Delta_1$	Tolérances résultantes sur l'épaisseur du premier voile préfabriqué
$\Delta_2$	Tolérances résultantes sur l'épaisseur du second voile préfabriqué
$\Delta e_{1+}$	Tolérances en plus sur l'enrobage des armatures perpendiculaires au treillis raidisseur, du premier voile préfabriqué
$\Delta e_{2+}$	Tolérances en plus sur l'enrobage des armatures perpendiculaires au treillis raidisseur, du second voile préfabriqué
$\Delta b_{p1+}$	Tolérances en plus sur l'épaisseur du premier voile préfabriqué
$\Delta b_{p2+}$	Tolérances en plus sur l'épaisseur du second voile préfabriqué
$\Delta b^-$	Tolérance en moins sur l'épaisseur du mur à coffrage intégré
$\Delta b_{p1}^-$	Tolérances en moins sur l'épaisseur du premier voile préfabriqué
$\Delta b_{p2}^-$	Tolérances en moins sur l'épaisseur du second voile préfabriqué
$\Delta h_{raid}^-$	Tolérances en moins sur la hauteur du treillis raidisseur $H_{raid}$
$\Delta b^+$	Tolérances en plus sur l'épaisseur du mur b
$\epsilon_{c2}$	Déformation relative limite du béton sous compression centrée
$\lambda, \lambda_{lim}$	Élancement, élancement limite
$\phi_{cout}$	Diamètre des armatures de couture aux abouts, de section d'armatures $A_{cout}$
$\phi_l$	Diamètre des armatures de liaison au droit du joint, de section d'armatures $A_l$
$\phi_{raid,Di}$	Diamètre des diagonales du treillis raidisseur de section d'armatures $A_{raid,Di}$
$\phi_{raid,inf}$	Diamètre des armatures inférieures du treillis raidisseur de section d'armatures $A_{raid,inf}$
$\phi_{raid,sup}$	Diamètre de l'armature supérieure du treillis raidisseur de section d'armatures $A_{raid,sup}$
$\phi_{p1}$	Diamètre des armatures perpendiculaires aux treillis raidisseurs dans le premier voile préfabriqué
$\phi_{p2}$	Diamètre des armatures perpendiculaires aux raidisseurs dans le second voile préfabriqué
$\phi_{max}$	Diamètre maximal des armatures d'éclissage
$Y_c$	Coefficient partiel de sécurité sur le matériau béton
$Y_{c,pored}$	Coefficient partiel de sécurité réduit sur le matériau béton préfabriqué
$Y_s$	Coefficient partiel de sécurité sur le matériau acier
$\alpha_{cc}$	Coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance en compression et des effets défavorables résultant de la manière dont est appliquée la charge
$\nu$	Coefficient de réduction de la résistance du béton
$\mu$	Coefficient de frottement tenant compte de la rugosité à l'interface
$\mu_{EC2-lisse}$	Coefficient dépendant de la rugosité de l'interface et prenant la valeur préconisée dans la NF EN 1992-1-1 pour les surfaces lisses
$\rho_{\alpha}, \rho_{\alpha'}$	Pourcentage des armatures transversales ancrées de part et d'autre du plan de reprise suivant l'angle $\alpha$ ou $\alpha'$
$\sigma_n$	Contrainte normale à l'interface engendrée par une force normale externe minimale à l'interface susceptible d'agir en même temps que l'effort de cisaillement
$\sigma_s$	Contrainte dans les aciers
$\sigma_{Sd}$	Contrainte de calcul dans les aciers
$\tau_{Ed,max}$	Valeur maximale de la contrainte de cisaillement de calcul agissant à l'ELU
$\tau_{Ed,lim}$	Valeur limite de calcul de la contrainte de cisaillement agissant à l'ELU

# 1. Conditions de conception

Sauf indication contraire, les dimensions utilisées dans le présent chapitre sont des dimensions nominales. Les dimensions nominales sont définies comme des dimensions minimales plus une marge de calcul pour tolérances d'exécution.

Pour la conception des produits, les valeurs de tolérances suivantes doivent être retenues par défaut (classe B au sens de la norme NF EN 14992).

$\Delta_{H_{raid}}^+$	Tolérance en plus sur la hauteur du treillis raidisseur	+1 mm
$\Delta_{H_{raid}}^-$	Tolérance en moins sur la hauteur du treillis raidisseur	-3 mm
$\Delta b_{p1}^+$	Tolérance en plus sur l'épaisseur $b_{p1}$ du premier voile préfabriqué	8 mm
$\Delta b_{p1}^-$	Tolérance en moins sur l'épaisseur $b_{p1}$ du premier voile préfabriqué	8 mm
$\Delta b_{p2}^+$	Tolérance en plus sur l'épaisseur $b_{p2}$ du second voile préfabriqué	8 mm
$\Delta b_{p2}^-$	Tolérance en moins sur l'épaisseur $b_{p2}$ du second voile préfabriqué	8 mm
$\Delta b^+$	Tolérance en plus sur l'épaisseur $b$ du mur à coffrage intégré	8 mm
$\Delta b^-$	Tolérance en moins sur l'épaisseur $b$ du mur à coffrage intégré	8 mm
$\Delta e_1^+$	Tolérance en plus sur l'enrobage $e_1$ dans le premier voile préfabriqué	5 mm
$\Delta e_1^-$	Tolérance en moins sur l'enrobage $e_1$ dans le premier voile préfabriqué	5 mm
$\Delta e_2^+$	Tolérance en plus sur l'enrobage $e_2$ dans le second voile préfabriqué	5 mm
$\Delta e_2^-$	Tolérance en moins sur l'enrobage $e_2$ dans le second voile préfabriqué	5 mm

Des valeurs différentes peuvent être prescrites dans l'Avis Technique sous réserve que le produit fasse l'objet d'une certification. Les tolérances sur les épaisseurs à prendre en compte correspondent aux tolérances moyennes par élément.

## 1.1 Stabilité

### 1.1.1 Prescriptions communes aux différents éléments

#### 1.1.1.1 Règles de dimensionnement

Les murs à coffrage intégré sont dimensionnés selon les règles usuelles de la résistance des matériaux et du béton armé avec le cas échéant vérification de la stabilité de forme.

Le dimensionnement des murs se fait sur la base des règles usuelles du béton armé : NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA, DTU 14.1 et du Fascicule 74 du CCTG, lorsqu'il s'agit d'ouvrages de type réservoirs.

Les prescriptions données dans ce document s'ajoutent ou, pour certaines d'entre elles, se substituent à ces règles.

Les liaisons doivent assurer la continuité mécanique entre :

- la fondation et le mur à coffrage intégré ;
- deux murs à coffrage intégré ;
- le mur à coffrage intégré et les ouvrages appartenant au même système statique (exemple : plancher, balcon, etc.).

Pour la détermination de la capacité résistante de la section courante du mur à coffrage intégré, la résistance caractéristique équivalente à la compression du béton  $f_{ck,eq}$  prise en compte pour l'épaisseur totale du mur correspond à :

$$f_{ck,eq} = \min(f_{ck,p} - 3 \cdot 10^{-4} E_{c,eff,n}; f_{ck,n})$$

Avec :

$f_{ck,p}$  = résistance caractéristique du béton des voiles préfabriqués ;

$f_{ck,n}$  = résistance caractéristique du béton du noyau ;

$E_{c,eff,n}$  = module d'élasticité effectif tangent du béton du noyau.

Cette résistance est prise en compte pour l'ensemble des éléments incorporés dans le mur à coffrage intégré (poteau, poutre, poutre-cloison, etc.).

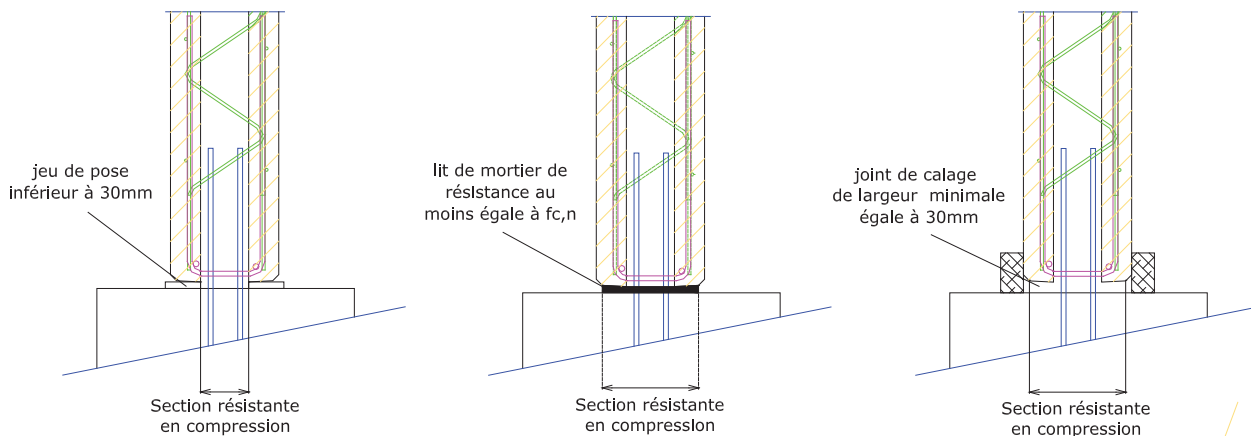
Au niveau des joints entre panneaux de mur à coffrage intégré, ou entre panneaux de mur à coffrage intégré et autre structure (par exemple radier, etc.), la résistance caractéristique prise en compte est égale à  $f_{ck,n}$ .

Au droit des joints entre éléments de murs à coffrage intégré ou entre éléments de mur à coffrage intégré et parties coulées en place, la section résistante à la compression est calculée en considérant l'épaisseur totale du mur, réduite de la largeur des chanfreins éventuels, si :

- le joint présente une largeur minimale de 3 cm ;
- ou la pose est réalisée sur un mortier de calage de résistance au moins égale à la valeur  $f_{ck,n}$  prise en compte dans les calculs.

Dans le cas contraire, la section résistante est réduite à la section de béton du noyau (cf. *Figure A-1*).

La section résistante en cisaillement est dans tous les cas égale à la section du béton du noyau.



**Figure A-1 – Exemples de section résistante en compression**

La hauteur utile du mur prise en compte dans les calculs est évaluée en fonction des dispositions prises pour le remplissage effectif des joints de calage, déduction faite des enrobages et des positions relatives des armatures. Les dispositions propres à chaque élément de mur à coffrage intégré sont décrites dans les paragraphes correspondants.

#### 1.1.1.2 Valeurs caractéristiques des matériaux

Le béton réalisé en usine est conforme à la norme NF EN 13369. Sa résistance caractéristique minimale en compression à 28 jours est de 25 MPa.

Le béton de remplissage du noyau est conforme aux spécifications du projet à réaliser et au minimum à celles de la norme NF EN 206-1. La résistance caractéristique  $f_{ck,n}$  en compression à 28 jours est au moins de 20 MPa (classe de résistance minimale de C20/25) :

- pour un noyau d'épaisseur inférieure ou égale à 9 cm, utilisation d'un microbéton avec une dimension nominale supérieure du plus gros granulat  $D_{max}$  égale à 10 mm ;
- pour un noyau d'épaisseur strictement supérieure à 9 cm, utilisation d'un béton avec une dimension nominale supérieure du plus gros granulat  $D_{max}$  égale à 16 mm.

*Nota : dans le cas d'une utilisation de microbéton, une attention particulière doit être portée à la fissuration due au retrait, et cela plus particulièrement au niveau des joints verticaux.*

La classe de consistance est S4 ou S5, soit un affaissement au cône d'Abrams au moins égal à 160 mm) selon la norme NF EN 206-1.

Les aciers pour armatures doivent répondre aux exigences suivantes :

- les aciers en barres filantes ou façonnées intégrées aux murs à coffrage intégré doivent être conformes à la norme NF A 35-080-1 ;
- les panneaux de treillis soudés intégrés aux murs à coffrage intégré ou utilisés en acier de liaison doivent être conformes à la norme NF A 35-080-2 ;
- les aciers pour organes de levage doivent être conformes à la norme NF A 35-015 ;

- les treillis raidisseurs métalliques ou les cages d'armatures assurent la liaison entre les deux voiles préfabriqués. Ils sont espacés au plus de 60 cm. Les treillis raidisseurs sont de section triangulaire avec un treillis sinusoïdal et les cages d'armatures sont de section rectangulaire avec des armatures de contreventement. Les cages d'armatures doivent faire l'objet d'un contrôle interne. Les treillis raidisseurs doivent faire l'objet d'une certification par un organisme extérieur. Les critères de certification sont les suivants :

- hauteur déclarée avec une tolérance de  $\pm 1/3$  mm sur cette dimension, conformément à la norme NF A 35-028,
- résistance des assemblages soudés, conformément à l'article 7.3.3 de la norme NF A 35-028 : les valeurs des résistances au cisaillement à vérifier doivent être conformes à la norme NF A 35-028 ou aux Avis Techniques mentionnés dans le certificat du treillis raidisseur. La vérification sera faite statistiquement, avec un fractile de 5 % et un niveau de confiance de 90 %. De plus, la valeur minimale de chaque force de cisaillement mesurée  $F_{wd,i}$  des points de soudure dans un treillis raidisseur, ne doit pas être inférieure à 0,9 fois la valeur déclarée,
- la valeur prise en compte dans les calculs aux paragraphes 1.1.1.10 et 1.1.2.3 est égale à la plus petite des deux valeurs certifiées : soit la résistance de la soudure au niveau de la membrure supérieure, soit la résistance de la soudure au niveau de la membrure inférieure. Le diamètre minimal des diagonales et des armatures de base est de 5 mm et celui de l'armature supérieure est de 7 mm.

Le choix du type de treillis raidisseur se fera en fonction des critères suivants :

- vitesse de bétonnage du noyau ;
- sollicitations de cisaillement à l'interface ;
- épaisseur du mur à coffrage intégré ;
- enrobages des armatures ;
- diamètre des armatures.

### 1.1.1.3 Armatures minimales

Les conditions minimales présentées dans cette section sont valables quelle que soit la position de l'élément dans l'ouvrage et quel que soit le référentiel qui s'y applique. Ces référentiels peuvent prescrire des conditions plus sévères dont il faudra tenir compte.

Chaque voile préfabriqué comprend au minimum 1,2 cm<sup>2</sup>/ ml d'armatures dans les deux directions, avec un espacement maximal des armatures inférieur ou égal à 33 cm. Dans la direction parallèle aux treillis raidisseurs, la section d'armatures des treillis raidisseurs est prise en compte dans cette section minimale.

Il y a lieu également de vérifier au droit des joints qu'un ferrailage minimal conforme à l'article 9.6.2 et l'article 9.6.3 de la norme NF EN 1992-1-1 et à son Annexe nationale soit mis en place.

### 1.1.1.4 Épaisseurs minimales

Les épaisseurs minimales considérées dans ce paragraphe sont des valeurs minimales toutes tolérances épuisées.

L'épaisseur minimale des voiles préfabriqués résulte des exigences d'enrobage et des tolérances d'exécution sur cette dimension et sur le positionnement des armatures. Les expressions des tolérances résultantes  $\Delta 1$  et  $\Delta 2$  sur l'épaisseur du premier et celle du second voile préfabriqué sont données au *paragraphe 1.1.1.6*.

Sauf certification du mur à coffrage intégré, la valeur minimale  $b_{p1,min}$  (ou  $b_{p2,min}$ ) de l'épaisseur d'un voile préfabriqué, toutes tolérances épuisées, est au moins de 65 mm.

L'épaisseur minimale du noyau coulé en place  $b_{n,min}$  est fixée à 60 mm. Cette épaisseur minimale correspond à une épaisseur nominale  $b_n$  de 75 mm avec les valeurs par défaut des tolérances définies au *paragraphe 1.1.1.6* et l'expression de  $b_{n,min}$  du *paragraphe 1.1.1.12*.

### 1.1.1.5 Enrobage des armatures

L'enrobage des armatures du mur doit respecter les prescriptions définies dans la section 4 de la NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA. Il convient notamment de prendre en compte l'adhérence et les conditions d'environnement du mur.

La classe de résistance du béton et l'enrobage compact (donné par la face coffrante des voiles préfabriqués coulés horizontalement sur des coffrages industriels) peuvent permettre de moduler la classe structurale recommandée en vue de la détermination des enrobages minimaux vis-à-vis de la durabilité, au sens du tableau 4.3 NF de l'Annexe nationale de la norme NF EN 1992-1-1/NA.

### 1.1.1.6 Enrobage des treillis raidisseurs, côté face intérieure

L'enrobage des treillis raidisseurs doit permettre de respecter les exigences vis-à-vis de la résistance au bétonnage et celles vis-à-vis des coutures entre le voile préfabriqué et le béton coulé en place.

On définit ainsi l'enrobage minimal  $c_{1,min}$  des armatures longitudinales inférieures du treillis raidisseur, côté face intérieure du premier voile préfabriqué et l'enrobage minimal  $c_{2,min}$  des armatures longitudinales supérieures du treillis raidisseur, côté face intérieure du second voile préfabriqué :

$$c_{1,min} = \text{Max}(c_{bét,1min}; c_{cout,1min}) \text{ et } c_{2,min} = \text{Max}(c_{bét,2min}; c_{cout,2min})$$

Avec :

$c_{bét,1min}$  = enrobage minimal des armatures longitudinales inférieures d'un treillis raidisseur, côté face intérieure du premier voile préfabriqué, vis-à-vis de la résistance au bétonnage ;

$c_{cout,1min}$  = enrobage minimal des armatures longitudinales inférieures d'un treillis raidisseur, côté face intérieure du premier voile préfabriqué, vis-à-vis des coutures de l'interface voile préfabriqué/noyau coulé en place ;

$c_{bét,2min}$  = enrobage minimal des armatures longitudinales supérieures d'un treillis raidisseur, côté face intérieure du second voile préfabriqué, vis-à-vis de la résistance au bétonnage ;

$c_{cout,2min}$  = enrobage minimal des armatures longitudinales supérieures d'un treillis raidisseur, côté face intérieure du second voile préfabriqué, vis-à-vis des coutures de l'interface voile préfabriqué/noyau coulé en place.

Vis-à-vis de la résistance au bétonnage, le *paragraphe 1.1.1.13* donne des références pour déterminer les vitesses de bétonnage à adopter en fonction de l'espacement entre treillis raidisseurs pour un enrobage minimal  $c_{bét,1min}$  (=  $c_{bét,2min}$ ) de 15 ou 17 mm.

Pour les murs à coffrage intégré non certifiés, les valeurs minimales des enrobages vis-à-vis du bétonnage sont égales à  $c_{bét,1min}$  (=  $c_{bét,2min}$ ) de 20 mm.

Vis-à-vis des coutures de l'interface voile préfabriqué/noyau, les valeurs minimales des enrobages des armatures longitudinales d'un treillis raidisseur sont égales à :

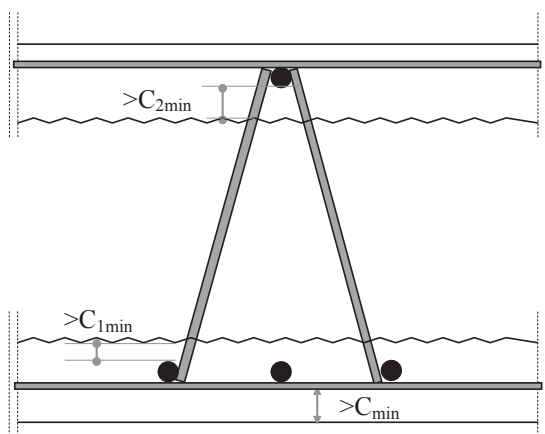
–  $c_{cout,1min}$  = 10 mm pour l'armature soudée à une nappe de treillis ;

–  $c_{cout,2min}$  = 15 mm lorsque l'armature est soudée à deux nappes de treillis.

Dans le cas où la résistance caractéristique  $f_{ck,p}$  du voile préfabriqué est supérieure à 25 MPa, la valeur de 15 mm peut être réduite. L'enrobage minimal  $c_{cout,2min}$  sera dans ce cas égal à :

$$c_{cout,2min} = \max\left(15\text{mm} \times \sqrt{\frac{1,8}{f_{ctk,5\%p}}}; 10\text{mm}\right)$$

avec  $f_{ctk,5\%p}$  = résistance caractéristique à la traction du béton préfabriqué.



**Figure A-2 – Définition des enrobages**

Les épaisseurs des voiles préfabriqués doivent vérifier les inégalités suivantes :

$$b_{p1} \geq c_{1,min} + e_1 + \phi_{tp1} + \phi_{raid,inf} + \Delta_1$$

$$\Delta_1 = \sqrt{(\Delta e_1^+)^2 + (\Delta b_{p1}^-)^2}$$

$$b_{p2} \geq c_{2,min} + (b_{nom} - e_1 - \phi_{t1} - H_{raid}) + \phi_{raid,sup} + \Delta_2$$

$$\Delta_2 = \sqrt{(\Delta e_1^-)^2 + (\Delta b_{p2}^-)^2 + (\Delta b^+)^2 + (\Delta H_{raid}^-)^2}$$

Avec :

$b_{p1}$  l'épaisseur nominale du premier voile préfabriqué ;

$b_{p2}$  l'épaisseur nominale du second voile préfabriqué ;

$b$  l'épaisseur nominale du mur à coffrage intégré ;

$e_1$  l'enrobage nominal des armatures perpendiculaires au treillis raidisseur, du premier voile préfabriqué ;

$c_{1,min}$  l'enrobage minimal du raidisseur, côté face intérieure du premier voile préfabriqué ;

$c_{2,min}$  l'enrobage minimal du raidisseur, côté face intérieure du second voile préfabriqué ;

$H_{raid}$  la hauteur nominale du raidisseur ;

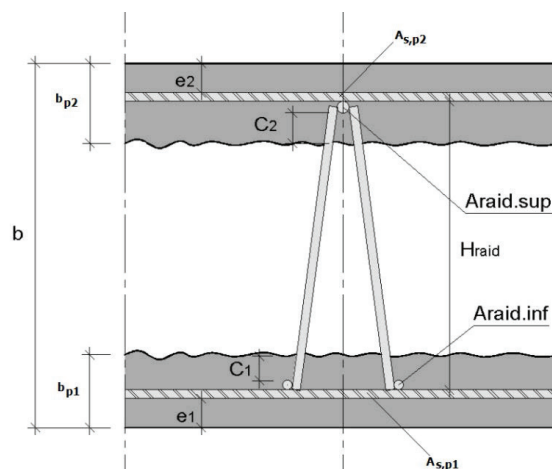
$\phi_{p1}$  le diamètre des armatures perpendiculaires aux treillis raidisseurs dans le premier voile préfabriqué, de section d'armatures  $A_{p1}$  ;

$\phi_{p2}$  le diamètre des armatures perpendiculaires aux treillis raidisseurs dans le second voile préfabriqué, de section d'armatures  $A_{p2}$  ;

$\phi_{raid,inf}$  le diamètre des armatures inférieures du treillis raidisseur, de section d'armatures  $A_{raid,inf}$  ;

$\phi_{raid,sup}$  le diamètre des armatures supérieures du treillis raidisseur, de section d'armatures  $A_{raid,sup}$ .

**Nota :** dans le cas où la tenue du mur au coulage du béton est assurée par des cages d'armatures, la vérification des tolérances ci-dessus s'applique en remplaçant la tolérance  $\Delta_{H_{raid}}$  par la tolérance sur la hauteur de la cage d'armatures.



**Figure A-3 – Définition des chaînes de cotes**

### 1.1.1.7 Calepinage

Les joints de calepinage horizontaux et verticaux sont positionnés de façon à ne pas réduire la raideur du mur dans son sens porteur privilégié :

- pour les murs dont la flexion se fait dans un plan vertical, les joints horizontaux sont disposés en proximité immédiate des diaphragmes (dalles, poutres, couvertures contreventées, etc.), sauf dispositions particulières. Les joints verticaux sont sans incidence ;
- pour les murs dont la flexion se fait dans un plan horizontal, les joints verticaux sont disposés en proximité immédiate des raidisseurs (refends, poteaux, goussets, etc.), sauf dispositions particulières. Les joints horizontaux sont sans incidence.

### 1.1.1.8 Principe de vérification des liaisons au droit des joints

Une application numérique sur la vérification des liaisons au droit des joints est présentée dans l'Annexe II.

#### a) Généralités

Ce document concerne la vérification des liaisons au droit des joints entre murs à coffrage intégré.

$\Delta b_{p1}^+$	Tolérance en plus sur l'épaisseur $b_{p1}$ du premier voile préfabriqué
$\Delta b_{p1}^-$	Tolérance en moins sur l'épaisseur $b_{p1}$ du premier voile préfabriqué
$\Delta b_{p2}^+$	Tolérance en plus sur l'épaisseur $b_{p2}$ du second voile préfabriqué
$\Delta b_{p2}^-$	Tolérance en moins sur l'épaisseur $b_{p2}$ du second voile préfabriqué
$\Delta b^+$	Tolérance en plus sur l'épaisseur $b$ du mur à coffrage intégré
$\Delta b^-$	Tolérance en moins sur l'épaisseur $b$ du mur à coffrage intégré
$\Delta e_1^+$	Tolérance en plus sur l'enrobage $e_1$ dans le premier voile préfabriqué
$\Delta e_1^-$	Tolérance en moins sur l'enrobage $e_1$ dans le premier voile préfabriqué
$\Delta e_2^+$	Tolérance en plus sur l'enrobage $e_2$ dans le second voile préfabriqué
$\Delta e_2^-$	Tolérance en moins sur l'enrobage $e_2$ dans le second voile préfabriqué



Dans le cas des murs soumis à des sollicitations de cisaillement notables (contreventement, séisme, etc.), les vérifications à mener sont les suivantes :

- vérification de la résistance au cisaillement de la section transversale réduite au droit du joint ;
- vérification du monolithisme du mur :
  - vérification du recouvrement des armatures de liaison avec celles intégrées dans les voiles préfabriqués,
  - vérification de la résistance au cisaillement sur le contour de liaison à l'interface entre le noyau et le voile préfabriqué.

En situation sismique, il convient de prévoir par défaut (sans calcul spécifique des liaisons) les dispositions constructives que sont les liaisons couturées au droit des joints définies au *paragraphe* ) du présent chapitre et celles du *paragraphe 1.1.1.14*. Lors d'un dimensionnement par calcul, d'autres dispositions peuvent être envisagées et sont définies dans ces mêmes paragraphes.

Dans les autres cas, seules les vérifications relatives au monolithisme du mur doivent être réalisées.

**Nota :** les armatures mises en œuvre dans les voiles préfabriqués et au niveau des liaisons correspondent alors aux armatures minimales définies au *paragraphe 1.1.1.3*.

#### b) Vérification de la résistance au cisaillement au droit du joint

La vérification de la résistance au cisaillement au droit du joint doit être menée de la façon suivante :

Les exigences de l'article 6.2.2 et de l'article 6.2.3 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale doivent être vérifiées. Dans le cas où l'article 6.2.3 doit être appliqué, les exigences de l'article 9.2.2 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale doivent être vérifiées.

L'effort tranchant résistant de calcul  $V_{Rd,c}$  au droit du joint calculé selon l'article 6.2.2 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale est comparé à l'effort tranchant sollicitant de calcul  $V_{Ed}$  au droit du joint (cf. *Annexe I*). Dans le cas de voiles, la valeur à utiliser pour  $v_{min}$  est donnée dans l'Annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA et est égale à  $0,35 \cdot f_{ck,n}^{0,5} / Y_s$ . Une vérification du glissement dans la section peut être également réalisée selon l'article 6.2.4 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale.

Lorsque la dernière condition de résistance au cisaillement n'est pas vérifiée, il convient de disposer des armatures de liaison en assimilant la section réduite au droit du joint à une reprise de bétonnage verticale. L'article 6.2.5 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale s'appliquent. La vérification au cisaillement est alors menée en considérant l'hypothèse suivante : les valeurs des deux coefficients  $c$  et  $\gamma$  dépendant de la rugosité de l'interface sont égales respectivement à 0,5 et à 0,9.

La valeur de calcul de la contrainte de cisaillement au droit du joint est donnée par l'expression suivante :

$$V_{Rd,j} = c \times f_{ctd,n} + \mu \times \sigma_n + \rho \times f_{yd} \times (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \times v \times f_{cd,n}$$

Avec :

$f_{cd,n}$  la valeur de calcul de la résistance en compression du béton du noyau coulé en place, définie à l'article 3.1.6 de la norme NF EN 1992-1-1 et à son Annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA ;

$f_{ctd,n}$  la valeur de calcul de la résistance en traction du béton du noyau coulé en place, définie à l'article 3.1.6 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA ;

$f_{yk}$  la limite d'élasticité de calcul de l'acier de béton armé égale à  $f_{yk} / Y_s$  ;

$f_{yk}$  la limite caractéristique d'élasticité de l'acier de béton armé ;

$Y_s$  le coefficient partiel de sécurité de l'acier ;

$v$  le coefficient de réduction de la résistance du béton. Il est donné par l'expression suivante :

$$v = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck,n}}{250} \right)$$

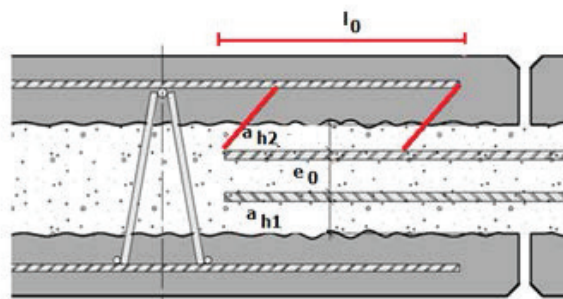
$\sigma_n$  la contrainte engendrée par la force normale externe minimale à l'interface susceptible d'agir en même temps que l'effort de cisaillement ;

$\rho$  le ratio  $A_{lj}/A_j$  ( $A_{lj}$  étant la section d'armatures de liaison traversant l'interface et  $A_j$  l'aire du joint).

$\alpha$  l'angle d'inclinaison des armatures de liaison au droit du joint.

#### c) Vérification du recouvrement des armatures

Le recouvrement des armatures entre celles du voile préfabriqué du mur à coffrage intégré et celles du noyau coulé en place doit être conforme à l'article 8.7 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale française.



**Figure A-4 – Schéma de recouvrement des armatures au niveau du joint**

#### d) Vérification de la résistance au cisaillement sur le contour de liaison au droit du joint

Les Figures A-5 et A-6 illustrent le principe de la couture avec ou sans liaison aux abouts.

Dans le cas le plus courant où des armatures de couture sont réalisées avec des U aux abouts des murs à coffrage intégré et que les sections d'armatures sont donc identiques sur les deux plans de couture, les efforts résistants sont déterminés sur la base de l'expression suivante :

$$V_{Rdi} = [c f_{ctd,n} \times 2x + \mu (\sigma_n + \rho f_{yd}) \times 2x] \times 1$$

Avec :

$c$  le coefficient de cohésion et  $\mu$ , le coefficient de frottement.

Les vérifications au cisaillement sont réalisées en considérant l'hypothèse suivante : les valeurs des deux coefficients  $c$  et  $\mu$  dépendant de la rugosité de l'interface correspondent au cas d'une surface de reprise de type « lisse » au sens de l'article 6.2.5 de la norme NF EN 1992-1-1, soit  $c$  égale à 0,2 et  $\mu$  égal à 0,6.

**Nota :** le terme surface lisse, au sens de l'article 6.2.5 de la norme NF EN 1992-1-1, peut désigner soit une surface réalisée à l'aide de coffrages glissants, soit une surface extrudée ou soit une surface non coffrée laissée sans traitement ultérieur après vibration.

Les coefficients  $c$  et  $\mu$  sont présentés dans le *Tableau 1* en fonction de la sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites ultimes (ELU) : combinaisons d'actions en situations durables ou transitoires (fondamentales) au sens de l'article 6.4.3.2 et de l'annexe A1 de la norme NF EN 1990 et combinaisons d'actions accidentelles au sens de l'article 6.4.3.3 et de l'annexe A1 de la norme NF EN 1990.

Sous charges dynamiques ou de fatigue, il convient de diviser par deux les valeurs du coefficient  $c$ , conformément à l'article 6.2.5 (5) de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale.

**Tableau 1 – Valeurs des coefficients  $c$  et  $\mu$**

Combinaisons à ELU	Situations durables ou transitoires	Situations accidentelles
$c$	0,2	0,1
$\mu$	0,6	0,6

$\sigma_n$  la contrainte normale à l'interface résultant d'un effort de compression ;

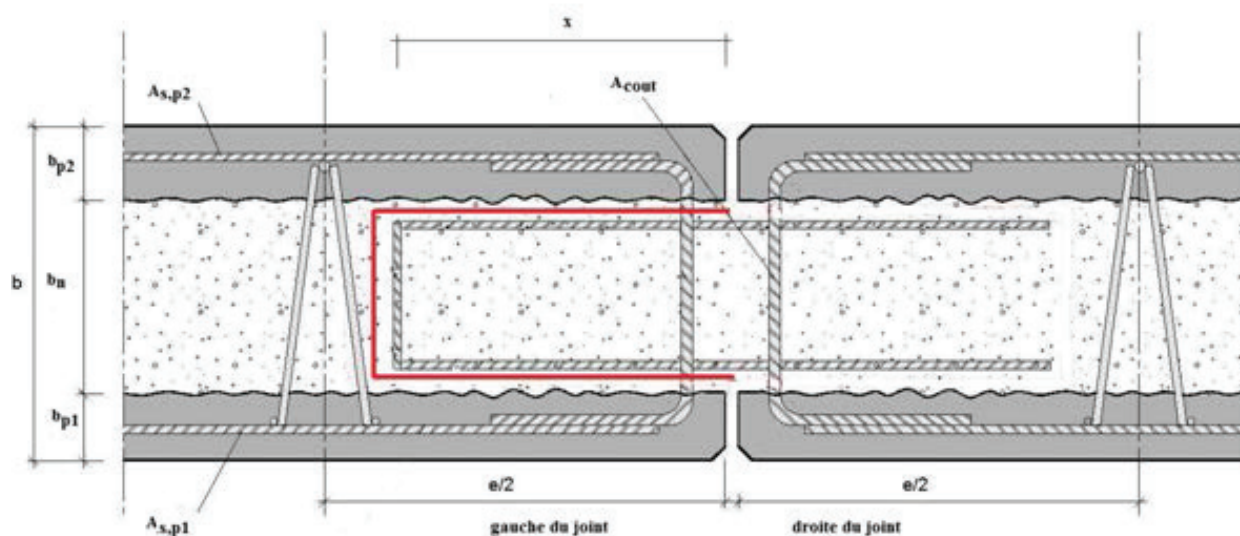
$f_{ctd,n}$  la résistance de calcul en traction du béton du noyau coulé en place ;

$f_{yd}$  la limite d'élasticité de calcul de l'acier de béton armé ;

$\rho$  le pourcentage d'armatures  $A_{cont}$  traversant l'interface voile préfabriqué/noyau coulé en place sur la distance  $x$  ;

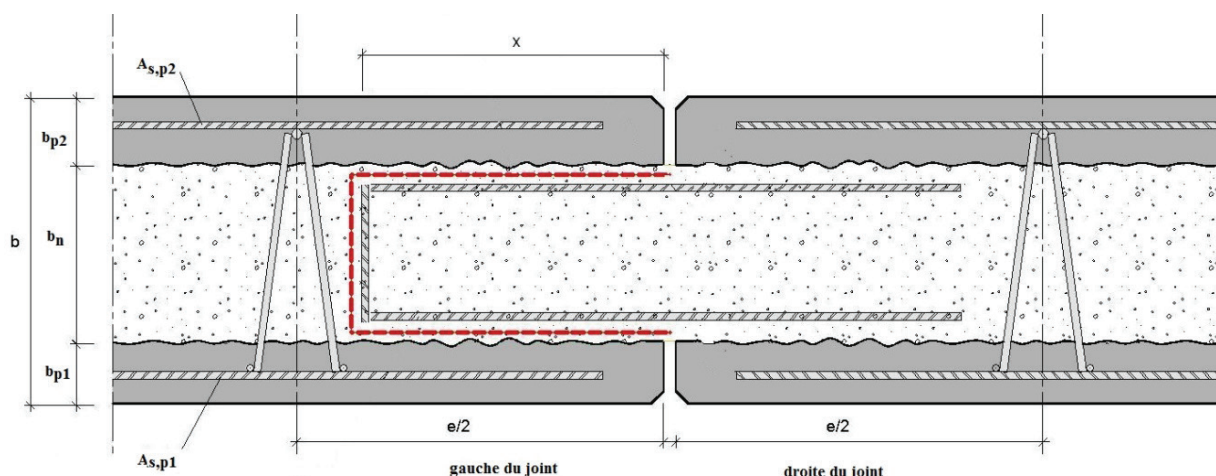
$x$  la distance de l'extrémité de l'armature à l'about du voile préfabriqué (*Figures A-5 et A-6*).

**Nota** : dans l'expression de l'effort résistant ci-dessus, l'influence du retrait du béton coulé en place est négligée.



**Figure A-5 – Liaison avec couture des abouts**





**Figure A-6 – Liaison sans couture aux abouts**

**Nota :** la liaison sans couture aux abouts est incompatible avec une utilisation en poutre-cloison (Figure A-6).

#### 1.1.1.9 Chevillage

Il appartient au Maître d'œuvre ou au bureau d'études techniques de vérifier que l'ouvrage support, c'est-à-dire le mur à coffrage intégré, est apte à reprendre les charges transmises par les chevilles et comporte les dispositions éventuelles nécessaires à leurs transferts.

Les chevilles implantées perpendiculairement au plan de reprise voile préfabriqué/noyau sont :

- soit ancrées totalement dans l'épaisseur du voile préfabriqué suivant les préconisations du fabricant ;
- soit ancrées totalement dans l'épaisseur de béton coulé en place (noyau) :
  - la vérification en traction doit être faite en considérant comme l'épaisseur à fixer, l'épaisseur de la platine augmentée de l'épaisseur du voile préfabriqué concernée par la fixation,
  - la vérification en cisaillement est effectuée en considérant uniquement l'épaisseur de la platine comme épaisseur à fixer.

Un chevillage parallèle au plan de reprise n'est autorisé que dans la partie béton coulé en place, dont on aura vérifié la bonne compacité. La contribution des voiles préfabriqués est ignorée pour la résistance de l'ancrage de la cheville. Les systèmes permettant d'en tenir compte peuvent être définis dans chaque Avis.

#### 1.1.1.10 Principes constructifs

##### • Liaisons entre éléments

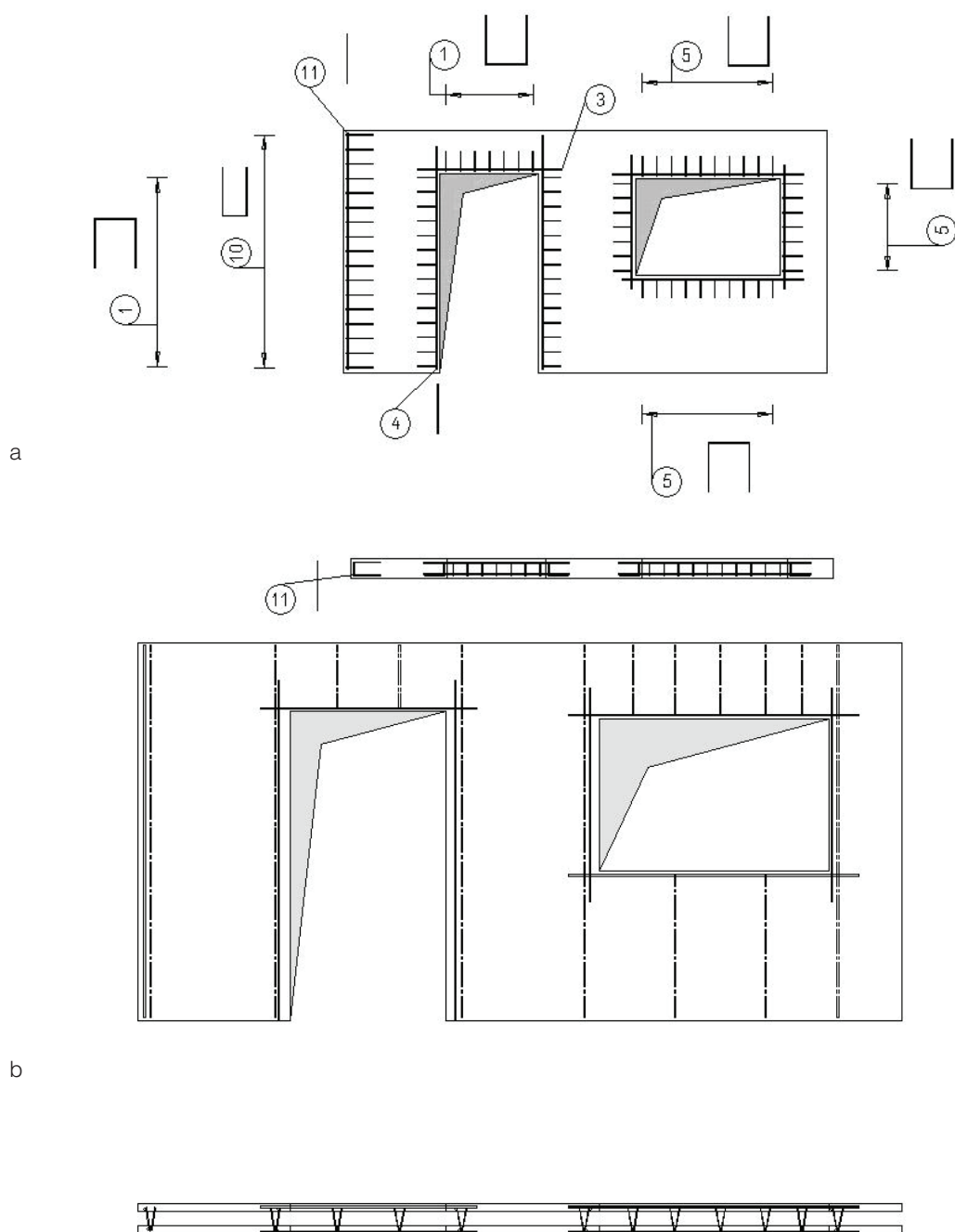
Des schémas de liaisons types entre éléments sont présentés en *Annexe IX*. Ces liaisons peuvent être du type :

- articulé : les armatures de liaison sont ajoutées uniquement dans le noyau ;
- couturé : il s'agit d'une liaison articulée à laquelle est ajoutée une armature de couture reliant les deux voiles préfabriqués, en bord de chaque panneau ;
- encastré.

##### • Utilisation des treillis raidisseurs dans les renforcements

Les renforcements des bords libres verticaux pourront être réalisés dans les murs à coffrage intégré à l'aide de treillis raidisseurs.

Les barres de chaînages périphériques sont intégrées dans les voiles préfabriqués des murs à coffrage intégré. Les U de fermeture constructifs sont remplacés par des treillis raidisseurs.



**Figure A-7 – Schémas de principe de dispositions équivalentes de renforcement des bords libres verticaux :  
(a) solution traditionnelle, (b) solution mur à coffrage intégré**

Les ferrailages constructifs constitués de cadres, d'épingles ou d'étriers, pourront également être réalisés dans les murs à coffrage intégré à l'aide de treillis raidisseurs.

Les filants sont soit intégrés en renforts dans les voiles préfabriqués des murs à coffrage intégré, soit remplacés par les filants des treillis raidisseurs si la section d'armatures est équivalente.

Les U, cadres, épingles et étriers constructifs sont remplacés par des treillis raidisseurs.

La section d'armatures équivalente  $A_{s,eq}$  par mètre linéaire est calculée à partir de l'effort résistant  $F_s$  au niveau du plan de cisaillement oblique.

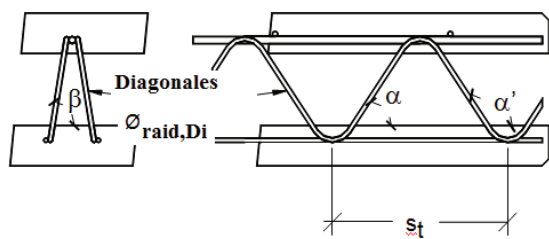


Figure A-8 – Géométrie du raidisseur

$$A_{s,eq} = 4.F_s \frac{\sin \alpha \cdot \sin \beta}{s_t} / f_{yk}$$

Avec :

$F_s$  : effort résistant au niveau du plan de cisaillement oblique calculé de la manière suivante :

$$F_s = \text{Min}(A_{\text{raid,Di}} \cdot R_{e,Di} ; F_w)$$

$f_{yk}$  : limite caractéristique d'élasticité de l'acier des épingles ;

$R_{e,Di}$  : limite apparente d'élasticité de la diagonale du treillis raidisseur ;

$A_{\text{raid,Di}}$  : section de la diagonale du treillis raidisseur ;

$F_w$  : résistance garantie de la soudure des sinusoides sur les armatures longitudinales du treillis raidisseur ;

$\beta$  : angle d'inclinaison des diagonales dans le plan transversal.

#### • Façonnage des armatures

Aciers structuraux

L'ancrage des barres longitudinales doit être conforme à l'article 8.4 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale. Il y a lieu de tenir compte également de l'enrobage intérieur de l'armature dans le voile préfabriqué via l'introduction d'un coefficient  $\alpha_7$  égal à :

- 1 si l'enrobage minimal de l'armature de structures est supérieur à 10 mm par rapport à la surface de reprise ;
- 1,25 si l'armature est tangente à l'interface de reprise ;
- 2 si l'armature est sécante à l'interface de reprise.

La longueur d'ancrage de calcul de l'armature dans le voile préfabriqué vaut  $\alpha_7 l_{bd}$ , avec la longueur d'ancrage de calcul  $l_{bd}$  définie à l'article 8.4.4 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale.

**Nota :** dans le cas d'une poutre-cloison, seule la configuration (a) de la Figure A-9 peut être retenue.

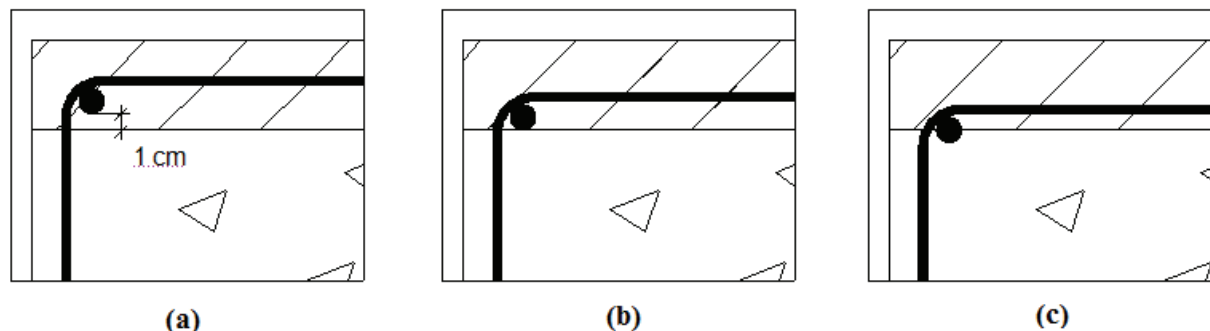


Figure A-9 – Enrobage et ancrage des aciers structuraux

#### Murs et poteaux

Les armatures en attente et les armatures de liaison sont disposées de manière à respecter un enrobage minimal autour de ces armatures de 15 ou 30 mm selon la classe d'exposition de l'ouvrage. L'enrobage  $c_g$  de ces armatures est compté à partir de la face intérieure des voiles préfabriqués.

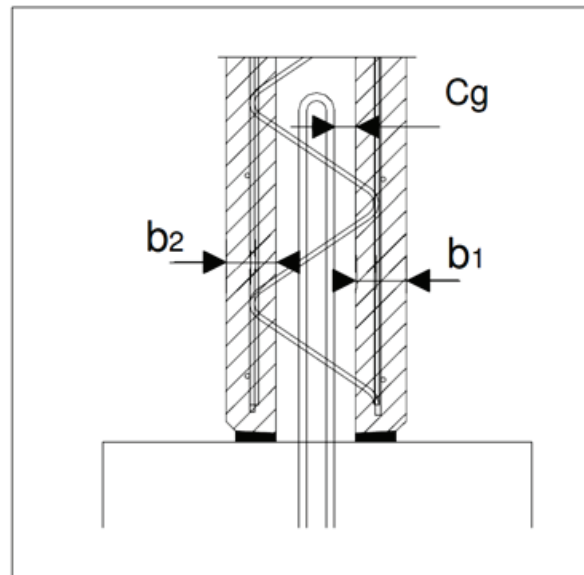


Figure A-10 – Position des armatures en attente dans un mur à coffrage intégré

#### 1.1.1.1 Recouvrement d'armatures

Les règles de recouvrements des armatures du noyau avec celles intégrées dans les voiles préfabriqués des murs à coffrage intégré, doivent être conformes à l'article 8.7 de la NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale.

### 1.1.1.12 Éclissage des armatures

Ces armatures sont soit intégrées dans les murs à coffrage intégré, soit mises en œuvre dans la partie coulée en place.

Lorsqu'elles sont mises en œuvre dans la partie coulée en place, le nombre maximal de barres est de 2 par lit et le diamètre maximal  $\phi_{\max}$  est donné par les expressions suivantes :

- pour les armatures horizontales, le diamètre maximal des armatures est égal à (Figure A-11) :

$$\phi_{\max} = \frac{b_{n,\min} - e_0 - a_{h1} - a_{h2}}{2}$$

- pour les armatures verticales, le diamètre maximal des armatures est égal à (Figure A-12) :

$$\phi_{\max} = \frac{b_{n,\min} - e_0 - a_{v1} - a_{v2}}{2}$$

Avec :

$b_{n,\min}$  l'épaisseur minimale du noyau coulé en place, toutes tolérances épuisées ;

$e_0$  est nul si les armatures sont accolées ou est égal à  $1,7 D_{\max}$  si les armatures sont espacées.

Les distances nominales libres entre l'armature de liaison horizontale disposée au droit du joint et la face intérieure du premier ou second voile préfabriqué sont notées  $a_{h1}$  et  $a_{h2}$ .

Les distances nominales libres entre l'armature de liaison verticale disposée au droit du joint et la face intérieure du premier ou second voile préfabriqué sont notées  $a_{v1}$  et  $a_{v2}$ .

En prenant en compte les variations dimensionnelles et de positionnement de l'armature, ces distances nominales sont données par les expressions suivantes :

$$a_{h1} = \max(25 \text{ mm}; 1,7 D_{\max}) + a_{e1,\min} - 15 \text{ mm}$$

$$a_{h2} = \max(25 \text{ mm}; 1,7 D_{\max}) + a_{e2,\min} - 15 \text{ mm}$$

$$a_{v1} = \max(25 \text{ mm}; 1,4 D_{\max}) + a_{e1,\min} - 15 \text{ mm}$$

$$a_{v2} = \max(25 \text{ mm}; 1,4 D_{\max}) + a_{e2,\min} - 15 \text{ mm}$$

Avec :

$a_{e1,\min}$  la distance minimale libre entre l'armature de liaison au droit du joint et la face intérieure du premier voile préfabriqué ;

$a_{e2,\min}$  la distance minimale libre entre l'armature de liaison au droit du joint et la face intérieure du second voile préfabriqué.

Ces distances sont définies aux paragraphes A.5.1 et A.5.2, et prenant les valeurs 15 mm ou 30 mm selon la classe d'exposition de l'ouvrage, les conditions de liaison, etc., (cf. Annexe VI).

*Nota : la valeur de l'épaisseur minimale du noyau  $b_{n,\min}$  se déduit de l'épaisseur nominale du noyau  $b_n$ , des tolérances en plus sur les épaisseurs des voiles  $\Delta b_{p1}^+$ ,  $\Delta b_{p2}^+$  et de la tolérance en moins du mur à coffrage intégré  $\Delta b^-$  suivant l'expression suivante :*

$$b_{n,\min} = b_n - \sqrt{(\Delta b^-)^2 + (\Delta b_{p1}^+)^2 + (\Delta b_{p2}^+)^2}$$

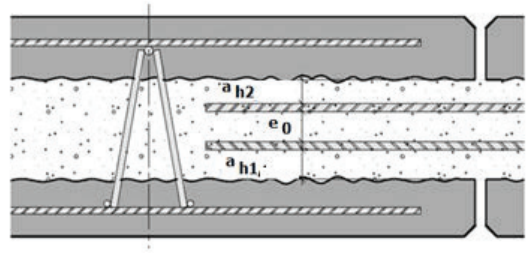


Figure A-11 – Exemple de l'éclissage des armatures horizontales

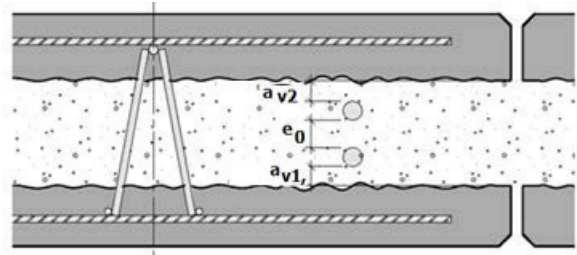


Figure A-12 – Exemple de l'éclissage des armatures verticales

Ces dispositions permettent d'assurer, toutes tolérances épuisées, un espace de 25 mm entre les armatures et la face intérieure du voile préfabriqué le plus proche.

Les deux armatures peuvent être remplacées par une section d'armatures équivalente.

En zone fléchie, les longueurs de recouvrement des armatures d'éclissage seront majorées de 20 % pour prendre en compte les tolérances de positionnement des armatures dans le noyau.

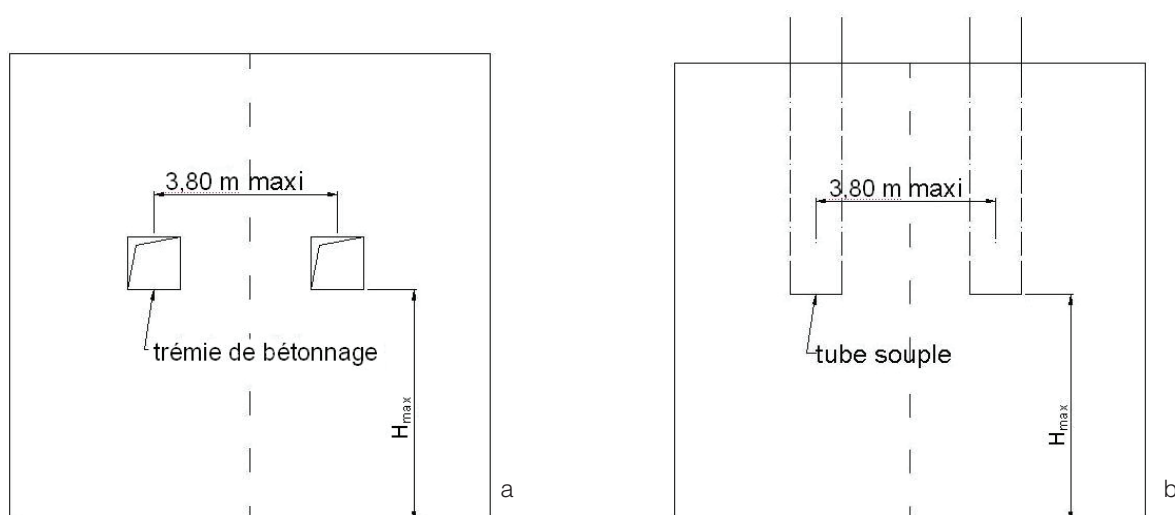
### 1.1.1.13 Critères de bétonnage

#### • Hauteur de chute du béton

La hauteur maximale  $H_{\max}$  de chute du béton n'excèdera pas 3 m quelle que soit l'épaisseur du noyau (en référence à l'art. 1.3 « Déversement par bennes » de la norme NF P 18-504 « Mise en œuvre des bétons de structure »).

Lorsque les hauteurs de panneaux sont supérieures à cette hauteur maximale et ne permettent donc pas le bétonnage par trémie disposée en tête de panneau, le bétonnage doit être réalisé par introduction d'un tube souple entre les voiles préfabriqués (lorsque l'épaisseur du noyau le permet) ou par une trémie latérale respectant cette même hauteur limite (Figure A-13). La distance horizontale entre deux trémies ou entre deux positionnements successifs de tube souple ne doit pas excéder 3,80 m.

Dans ce cas, on doit s'assurer du bon remplissage des murs à coffrage intégré par l'examen des joints verticaux entre panneaux, par le contrôle du volume du béton déversé ainsi que par une observation directe par les ouvertures éventuelles dans les panneaux.



**Figure A-13 – Hauteur de bétonnage équivalente à (a) hauteur sous trémie et (b) hauteur sous tube souple**

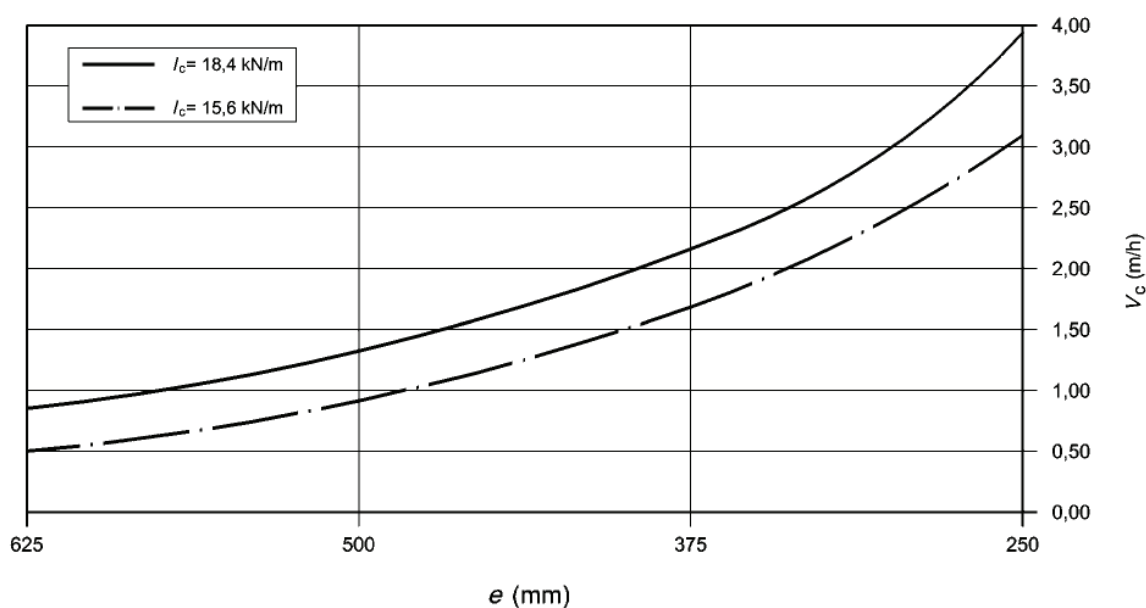
- **Vitesse de bétonnage**

En l'absence de prescription particulière, la vitesse de bétonnage est de 50 cm/h dans les conditions de température prévues à l'annexe B informative de la norme NF EN 14992.

Au-delà de cette vitesse, la vitesse doit être précisée sur le plan de pose et définie en prenant comme référence l'annexe B informative de la norme NF EN 14992 (cf. *Figure A-14* avec  $L_c$  la charge de bétonnage recommandée égale à 15,6 kN/m pour un enrobage minimal de 15 mm et 18,4 kN/m pour un enrobage minimal de 17 mm).

La charge de bétonnage est la capacité résistante à la poussée du béton admissible par le mur à coffrage intégré.

La validité des courbes présentées à la *Figure A-14* est conditionnée à la garantie d'une résistance caractéristique en compression minimale de 20 MPa au moment du bétonnage pour le béton des voiles préfabriqués.



**Figure A-14 – Vitesse de bétonnage en fonction de l'entraxe des treillis raidisseurs (Figure B-3 de l'annexe B de la norme NF EN 14992)**

**Nota :** l'attention est attirée sur le fait que des dispositions particulières sur le phasage d'exécution des voiles doivent être prises pour que les prescriptions de conditions de bétonnage décrites ci-dessus puissent être respectées. À titre d'exemple, une vitesse bétonnage de 50 cm/h implique le bétonnage d'une hauteur de 3 m sur une durée de 6 heures.

#### 1.1.1.14 Dispositions parasismiques

##### • Principe général

L'étude des murs à coffrage intégré sous les actions sismiques relève de la norme NF EN 1998-1 et de son Annexe nationale. Conformément à l'article 1-II du décret 2010-1254 du 22/10/2010, les bâtiments sont répartis en quatre catégories d'importance (I, II, III et IV). L'arrêté du 22/10/2010 définit ces catégories (article 2.I) et les coefficients d'importance s'y rapportant (article 2.III). De plus, la zone sismique du bâtiment doit être prise en compte conformément aux décrets 2010-1254 et 2010-1255 du 22/10/2010. De plus, la zone sismique du bâtiment doit être prise en compte conformément aux décrets 2010-1254 et 2010-1255 du 22/10/2010.

Les exigences varient en fonction de la zone de sismicité et de la catégorie d'importance du bâtiment (*Tableau 2*).

**Tableau 2 – Exigences en fonction de la zone de sismicité et de la catégorie d'importance du bâtiment**

Catégorie d'importance	Zone de sismicité		1	2	3	4	5
	I		Aucune obligation				
	II	Maison individuelle					
	II	Autre bâtiment					
	III						
	IV		(*)		Eurocode 8		

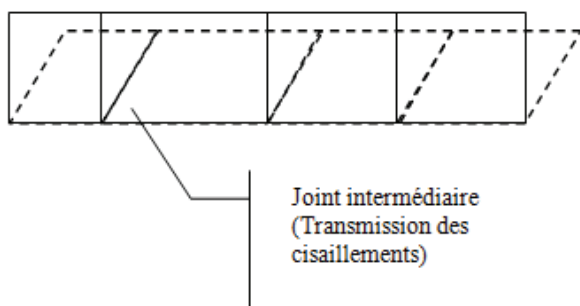
(\*) : Eurocode 8 sauf pour les bâtiments scolaires respectant le chapitre 1.1 des règles PS-MI.

Les dispositions suivantes ne concernent que les murs considérés comme éléments sismiques primaires, c'est-à-dire les murs faisant partie du système structural résistant aux actions sismiques, modélisés dans l'analyse pour la situation sismique de calcul et entièrement conçus et étudiés en détail pour assurer la résistance aux séismes conformément aux règles de la NF EN 1998-1 et de son Annexe nationale.

La détermination des efforts induits par les actions sismiques sur un panneau de mur à coffrage intégré et le respect des critères de ductilités sont réalisés sur l'hypothèse d'une section homogène équivalente au mur banché substitué.

Pour les murs considérés comme éléments secondaires qui ne sont pas considérés comme faisant partie du système résistant aux actions sismiques et dont la résistance et la rigidité vis-à-vis des actions sismiques sont négligées, les liaisons entre panneaux sont similaires aux liaisons préconisées en dehors des zones sismiques.





**Figure A-15 – Schéma d'un comportement monolithique des panneaux**

Les tirants et chaînages adéquats issus du calcul peuvent être intégrés dans les murs à coffrage intégré.

- Principe des vérifications des murs à coffrage intégré sous sollicitations sismiques

La détermination des efforts induits par les actions sismiques sur un panneau de mur à coffrage intégré est réalisée sur l'hypothèse d'une section homogène équivalente au mur banché substitué.

De plus, en référence à l'article 5.11.1.4 de l'EN 1998-1, qui concerne l'utilisation d'éléments préfabriqués pour la résistance au séisme, il convient de prendre le coefficient  $k_p$  égal à 1.

- Stabilité locale

Dans le cas de figure où le mur est libre sur l'un de ces côtés, on pourra se reporter à la vérification de la stabilité de forme effectuée pour les poutres-cloisons (cf. paragraphe 1.1.2.4).

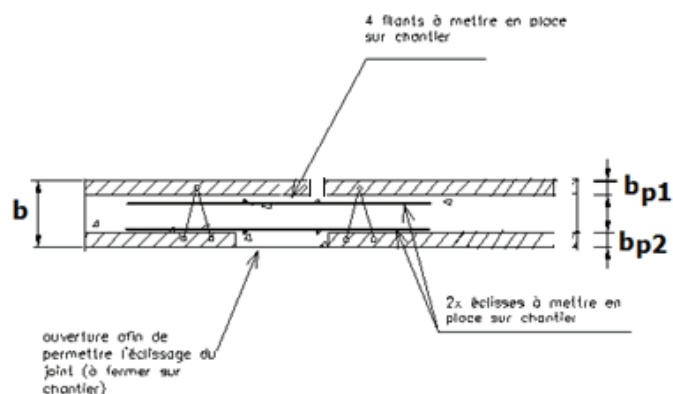
À défaut de justifications par le calcul, les murs à coffrage intégré peuvent être assimilés à un mur banché de section homogène équivalente à condition de respecter les dispositions et justifications exposées dans les paragraphes suivants qui correspondent au cas par défaut.

- Liaisons entre murs à coffrage intégré en zone courante

À défaut de calcul spécifique des liaisons :

- les liaisons horizontales sont proscrites ;
- pour les liaisons verticales, il y a lieu de réaliser des poteaux au droit des joints (Figure A-16), dans lesquels sont incorporées des armatures horizontales de continuité ancrées au-delà des treillis raidisseurs de rive. La section des armatures de liaison est celle déterminée pour le mur banché substitué, majorée du rapport épaisseur totale/épaisseur totale diminuée d'une épaisseur de voile préfabriqué, soit  $(b/(b-b_p))$ . Les poteaux doivent comporter au moins une face accessible avant bétonnage et visible après décoffrage.

La section des filants verticaux par mètre linéaire d'ouverture est au moins égale au tiers de la section par mètre linéaire des armatures horizontales du voile préfabriqué.

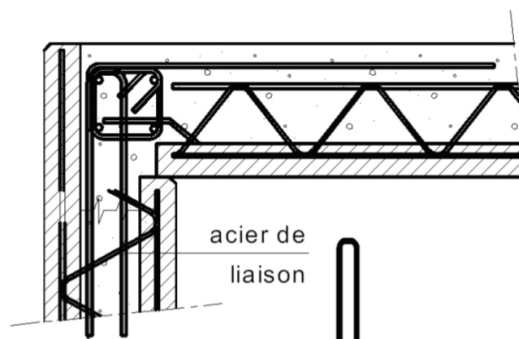


**Figure A-16 – Liaison verticale en zone sismique sans justification par le calcul**

Dans le cas de justifications des liaisons par le calcul, l'effort tranchant sollicitant de calcul doit être comparé aux efforts tranchants résistants de calcul mobilisables en fonction du type de liaison (horizontale ou verticale) et du cas de charge étudié. Cette vérification a pour objet de déterminer le type de liaison à utiliser pour le panneau étudié, permettant de reproduire le monolithisme du mur.

- Liaisons entre murs à coffrage intégré au droit d'une dalle

Afin de s'assurer du non-glissement du mur à coffrage intégré par rapport à la dalle sous les sollicitations dynamiques, l'article 5.4.3.5.2(4) de la norme NF EN 1998-1 et son Annexe nationale doit être vérifié sur la base du noyau du mur à coffrage intégré.

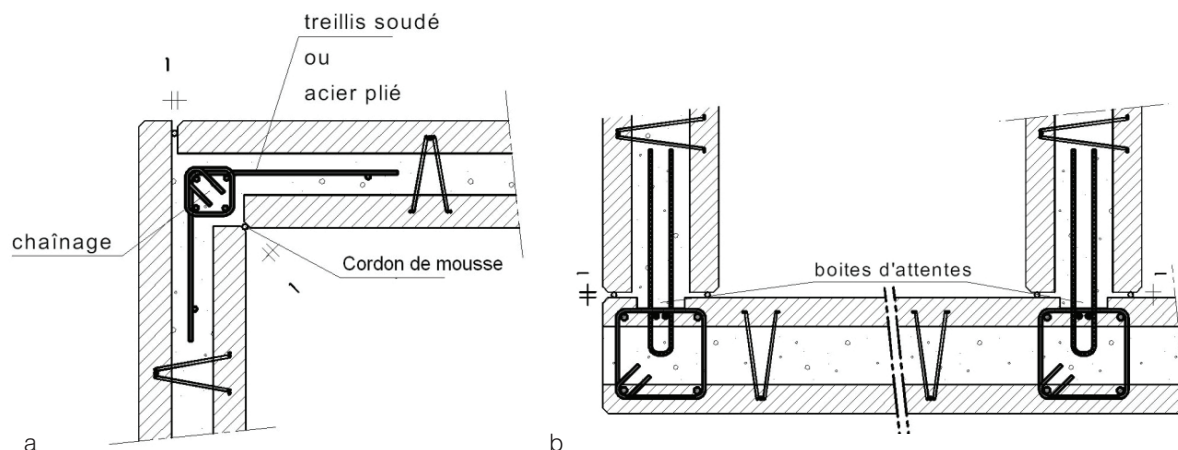


**Figure A-17 – Exemple de chaînage horizontal**

Dans le cas d'utilisation de prédalles suspendues en situation sismique, les exigences sont celles définies par les Règles Professionnelles pour les planchers à prédalles suspendues avec boîtes d'attentes (novembre 2009).

- Liaisons à l'intersection de deux ou plusieurs murs à coffrage intégré

Les intersections de murs nécessitent systématiquement la mise en œuvre d'un chaînage vertical. Ce chaînage peut être incorporé dans le mur à coffrage intégré ou mis en œuvre par le biais des armatures de couture. Le choix entre ces deux solutions sera fonction de la section du tirant, de l'épaisseur du mur à coffrage intégré et des contraintes de mise en œuvre.



**Figure A-18 – Chaînage vertical (a) dans le noyau coulé en place, (b) mis en œuvre par le biais des armatures de couture**

Les dispositions minimales de la NF EN 1998-1 et son Annexe nationale française NF EN 1998-1/NA doivent être respectées, notamment l'utilisation d'armatures de types B ou C (article 5.3.2 de la NF EN 1998-1 pour la DCL et article 5.4.1.1(3) pour la DCM) ou d'armatures de type A (pour les utilisations prévues dans l'Annexe nationale NF EN 1998-1/NA telles que les aciers de montage, les aciers de peau ou les treillis de surface). Les aciers de type A ne sont pas pris en compte dans les calculs.

Les dispositions relatives aux chaînages horizontaux et verticaux des murs principaux ou primaires, y compris leurs fondations, sont précisées dans la norme NF EN 1998-1 article 5.4.3.5.3 (4) et son Annexe Nationale NF EN 1998-1/NA.

**Remarque**

*Les dispositions de ferrailage minimales en zones sismiques peuvent conduire à des encombrements incompatibles avec les plus faibles épaisseurs de noyau. Une augmentation de l'épaisseur totale des éléments de murs à coffrage intégré est alors nécessaire.*

- Exigences relatives au façonnage des armatures

Les armatures transversales des poutres et poteaux doivent respecter les dispositions constructives définies dans la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale et, dans la norme NF EN 1998-1 et son Annexe nationale.

## 1.1.2 Prescriptions particulières aux éléments essentiellement sollicités dans leur plan

### 1.1.2.1 Prescriptions particulières aux murs courants

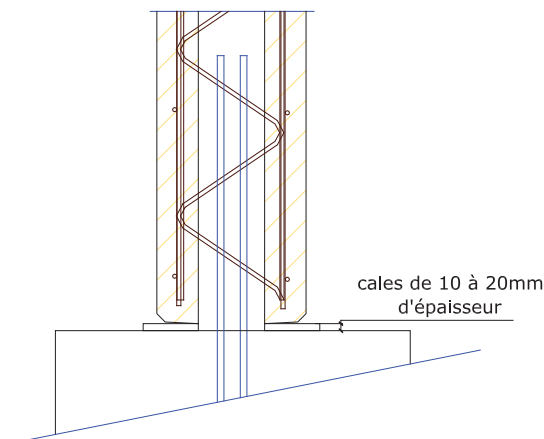
Les joints en pied sont généralement de type « articulé ».

Les sollicitations doivent être équilibrées au droit des joints selon la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale en considérant :

- la résistance caractéristique du béton du noyau  $f_{ck,n}$  ;
- les armatures ancrées au-delà du joint ;
- la section utile résistante aux efforts qui est celle du béton du noyau.

Dans les cas où le joint présente une largeur minimale de 3 cm ou dans le cas où le joint est réalisé sur un mortier de calage de résistance au moins égale à la valeur caractéristique en compression du noyau coulé en place  $f_{ck,n}$  prise en compte dans les calculs, la section résistante à la compression est calculée en considérant l'épaisseur  $b$  totale du mur (cf. Figure A-1).





**Figure A-19 – Liaison en pied des murs courants**

### 1.1.2.2 Prescriptions particulières aux poteaux

La distinction entre « mur » et « poteau » est faite selon l'article 5.3.1 (7) de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale. Un poteau est un élément dont le grand côté de la section transversale ne dépasse pas 4 fois le petit côté de celle-ci et dont la hauteur est au moins égale à 3 fois le grand côté. Lorsque ce n'est pas le cas, il convient de considérer l'élément comme un voile.

L'ensemble des prescriptions de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale pour le dimensionnement des poteaux doit être vérifié et complété par les justifications suivantes.

Dans le cas où le poteau est soumis à des efforts horizontaux, le monolithisme de la section doit être vérifié, (cf. *paragraphe 1.1.4.1*).

#### • Type de ferrailage fonction du type de sollicitations

On considère conventionnellement comme soumis à « une compression centrée » tout poteau isolé :

- sollicité uniquement par un effort normal de compression  $N_{Ed}$  ;
- lorsque son élancement  $\lambda$  vérifie l'expression suivante (article 5.8.3 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale) :

$$\lambda < \lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}}$$

Avec :

$\lambda$  l'élancement du poteau défini comme le rapport de la longueur efficace du poteau sur le rayon de giration de la section droite ;

$\lambda_{lim}$  la valeur limite de l'élancement ;

A, B et C sont définis à l'article 5.8.3 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale ;

n l'effort normal relatif défini à l'article 5.8.3 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale.

Dans l'hypothèse où l'élancement du poteau est supérieur à l'élancement limite calculé ci-dessus, les effets du second ordre ne sont plus négligeables et les méthodes de calcul décrites dans l'article 5.8.5 de la norme NF 992-1-1 et son Annexe nationale peuvent être appliquées : méthode basée sur la rigidité nominale (article 5.8.7) et méthode basée sur la courbure nominale (article 5.8.8). Les calculs sont réalisés sur la base de la section courante.

#### • Sollicitation en compression centrée

L'effort normal  $N_{Ed}$  agissant à l'ELU est limité par la valeur suivante :

$$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s \sigma_s$$

Avec :

$N_{Rd}$  l'effort normal résistant de calcul du poteau ;

$A_c$  la section résistante du poteau calculée en considérant l'épaisseur totale du poteau, réduite des chanfreins éventuels si le joint présente une épaisseur minimale de 3 cm, ou si la pose est réalisée sur un mortier de calage de résistance au moins égale à la valeur  $f_{ck,n}$  prise en compte dans les calculs. Dans le cas contraire, la section résistante est réduite à la section de béton du noyau ;

$f_{cd}$  la valeur de calcul de la résistance en compression du béton telle que définie à l'article 3.1.6 de la NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA ;

$A_s$  la section d'armatures ;

$\sigma_s$  la valeur de contrainte de calcul dans les aciers égale à  $f_{yd}$ .

#### • Cas particuliers des poteaux résistants par le béton seul

L'effort normal  $N_{Ed}$  limite agissant à l'ELU en tête de poteau est alors limité à :

$$N_{Rd} = \frac{A_c \times \alpha_{cc} \times f_{ck,eq}}{\gamma_c}$$

Avec :

$N_{Rd}$  l'effort normal résistant de calcul du poteau ;

$f_{ck,eq}$  la résistance caractéristique équivalente à la compression du béton pour l'épaisseur totale du mur telle que définie au *paragraphe 1.1.1.1* ;

$A_c$  la section résistante à la compression est calculée en considérant l'épaisseur totale du poteau, réduite des chanfreins éventuels, si :

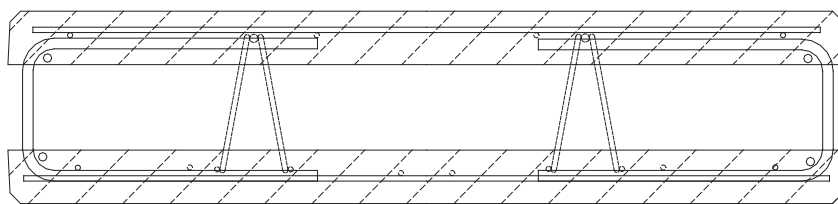
- le joint présente une épaisseur minimale de 3 cm ;
- ou la pose est réalisée sur un mortier de calage de résistance au moins égale à la valeur  $f_{cn}$  prise en compte dans les calculs.

Dans le cas contraire, la section résistante est réduite à la section de béton du noyau de résistance caractéristique à la compression  $f_{ck,n}$ .

$\gamma_c$  le coefficient partiel de sécurité relatif au béton tel que défini à l'article 2.4.2.4 de la NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale.

$\alpha_{cc}$  un coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance en compression et des effets défavorables résultant de la manière dont la charge est appliquée (cf. article 3.1.6 de la NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale).

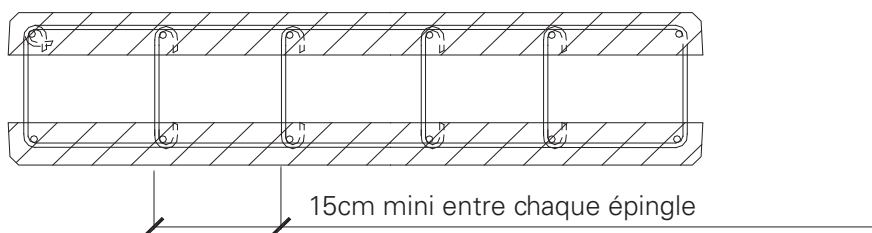
Le ferrailage est réalisé de la même manière que pour un mur à coffrage intégré classique : aciers horizontaux, verticaux et treillis raidisseurs. Les abouts des murs à coffrage intégré seront systématiquement fermés par des U.



**Figure A-20 – Section de poteau résistant par le béton seul**

- Cas particuliers des poteaux nécessitant des armatures structurales

Ces poteaux pourront être réalisés en murs à coffrage intégré mais les dispositions de ferrailage seront les dispositions traditionnelles de réalisation d'un poteau, comme indiquées sur la Figure A-21 : il convient que chaque barre longitudinale soit maintenue par des armatures transversales. Il convient également de ne pas disposer de barre non tenue à moins de 150 mm d'une barre tenue conformément à l'article 9.5.3 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale.



**Figure A-21 – Section de poteau nécessitant des armatures structurales**

L'effort normal agissant de calcul N<sub>Ed</sub> en tête de poteau est limité par :

$$N_{Rd} = \frac{A_c \times \alpha_{cc} \times f_{ck,eq}}{\gamma_c} + A_s \sigma_s$$

Avec :

N<sub>Rd</sub> l'effort normal résistant de calcul du poteau ;

A<sub>c</sub> la section résistante à la compression est calculée en considérant l'épaisseur totale du poteau, réduite des chanfreins éventuels, si :

- le joint présente une épaisseur minimale de 3 cm ;
- ou la pose est réalisée sur un mortier de calage de résistance au moins égale à la valeur f<sub>c</sub> n prise en compte dans les calculs.

Dans le cas contraire, la section résistante est réduite à la section de béton du noyau.

σ<sub>s</sub> la valeur de contrainte de calcul dans les aciers égal à f<sub>yd</sub>.

Par ailleurs, les sections d'armatures doivent respecter les conditions d'éclissage définies au *paragraphe 1.1.1.12*.

### 1.1.2.3 Prescriptions particulières aux poutres

L'ensemble des prescriptions de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale pour le dimensionnement des poutres doit être vérifié et complété par les justifications suivantes.

La section de béton prise en compte dans le calcul est l'épaisseur totale de la poutre.

#### • Intégrité de la section

Cette vérification consiste à s'assurer du monolithisme de l'ensemble de la section par la détermination des contraintes de cisaillement qui s'exercent à l'interface voile préfabriqué/noyau coulé en place et par la mise en place d'aciers de couture.

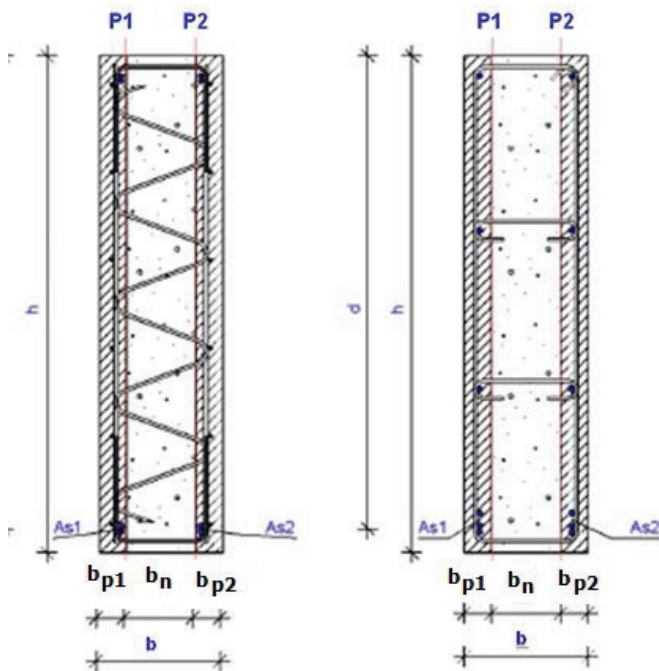


Figure A-22 – Plans de cisaillement dans la section d'une poutre

On peut admettre que l'effort de glissement  $g_1$  par unité de longueur relatif à la largeur du premier voile préfabriqué (sur le plan de cisaillement noté P1) est égale à :

$$g_1 = \max \left( \frac{V_{Ed} b_{p1}}{z b}; \frac{V_{Ed} A_{s1}}{z A_s} \right)$$

On peut admettre que l'effort de glissement  $g_2$  par unité de longueur relatif à la largeur du second voile préfabriqué (sur le plan de cisaillement P2) est égal à :

Avec :

$$g_2 = \max \left( \frac{V_{Ed} b_{p2}}{z b}; \frac{V_{Ed} A_{s2}}{z A_s} \right)$$

$V_{Ed}$  l'effort tranchant sollicitant de calcul à l'ELU, en kN ;

$A_s$  la quantité d'armatures tendues égale à la somme des aciers  $A_{s,p1}$  dans le premier voile préfabriqué et des aciers  $A_{s,p2}$  du second voile préfabriqué (en cm<sup>2</sup>) ;

$z$  le bras de levier de la section, pris égal à 0,9 d (d étant la hauteur utile de la section), en m.

On en déduit la contrainte de cisaillement maximum  $\tau_{Ed,max}$  qui s'exerce sur les plans de couture (en MPa) :

$$\tau_{Ed,max} = 10^{-3} \frac{\max(g_1; g_2)}{0,6h}$$

Avec h la hauteur totale de la poutre, en m.

**Nota :** les expressions de  $g_1$  et  $g_2$  ci-dessus sont valables en partie courante. Le coefficient 0,6 a été choisi pour estimer la part de cisaillement d'interface à reprendre.

La liaison par le béton seul est systématiquement renforcée par des treillis raidisseurs traversant le plan de reprise. Il convient de vérifier à l'interface entre les deux bétons que la valeur limite de calcul de la contrainte de cisaillement  $\tau_{Ed,lim}$  est telle que :

$$\tau_{Ed,lim} = \max \left\{ v_{Rdi} = c f_{ctd,n} + \rho_a f_t (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) + \rho_{a'} f_t' (\mu \sin \alpha' + \cos \alpha') \right. \\ \left. 0,5 v f_{cd,n} \right\}$$

Avec :

$f_{cd,n}$  la valeur de calcul de la résistance en compression du béton de remplissage du noyau telle que définie à l'article 3.1.6 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA ;

$f_{ctd,n}$  la valeur de la résistance de calcul en traction du béton de remplissage du noyau telle que définie à l'article 3.1.6 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale ;

$v_{Rdi}$  la valeur de calcul de la contrainte de cisaillement à l'interface ;

La contrainte disponible  $f_t$  dans chaque branche du treillis raidisseur est telle que :

$$f_t = \min \left( \frac{R_{e,Di}}{\gamma_s}; \frac{F_w}{A_{Di} \gamma_s} \right)$$

$R_{e,Di}$  est la limite apparente d'élasticité des aciers ;

$\gamma_s$  le coefficient partiel de sécurité sur l'acier ;

$F_w$  est la résistance garantie de la soudure des sinusoides sur les armatures longitudinales du treillis raidisseur ;

$A_{Di}$  est la section d'une diagonale du treillis raidisseur ;

$v$  est un coefficient de réduction de la résistance du béton défini de la manière suivante :

$$v = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck,n}}{250} \right)$$

Les coefficients c et  $\mu$  dépendent de la rugosité de l'interface et sont définis à l'article 6.2.5 de la norme NF EN 1992-1-1. Sauf dispositions complémentaires précisées dans les Avis Techniques et suivies dans le cadre de la certification des produits, les surfaces seront classées en lisse avec  $c_{EC2}$  égal à 0,20 et  $\mu$  égal à 0,6. Les valeurs de c et  $\mu$  sont celles de l'article 6.2.5 de la norme NF EN 1992-1-1 dans le cas d'une surface de reprise lisse avec la minoration suivante :  $c = c_{EC2}/1,1$  (soit c égal à 0,18).

Sous charges dynamiques ou de fatigue, il convient de diviser par deux les valeurs du coefficient c, conformément à l'article 6.2.5 (5) de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale.

$\alpha$  et  $\alpha'$  sont les inclinaisons des diagonales des treillis raidisseurs par rapport au plan de reprise dans le sens longitudinal.

$\rho_\alpha$  et  $\rho_{\alpha'}$  sont les pourcentages des armatures transversales ancrées de part et d'autre du plan de reprise suivant l'angle  $\alpha$  ou  $\alpha'$ , calculés comme présenté à l'Annexe III.

**Nota :** dans l'expression de la contrainte de cisaillement ci-dessus, l'influence du retrait du béton coulé en place est négligée.

L'Annexe IV illustre le principe de calcul de la contrainte de cisaillement limite  $\tau_{Ed,lim}$ .

Le plan de reprise peut être renforcé en resserrant les treillis raidisseurs ou en disposant des raidisseurs de renforts pour augmenter la valeur de  $\rho$  (Annexe IV).

Si la valeur limite de la contrainte de cisaillement est telle que  $\tau_{Ed,lim}$  est supérieure à la contrainte  $v_{min}$  égale à  $0,35 \cdot f_{ck,eq}^{0,5} / \gamma_c$  telle qu'indiquée dans l'Annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA (6.2.2(1) Note) alors il est nécessaire de disposer des armatures transversales d'effort tranchant.

#### • Vérifications sur appuis

Les règles d'ancrages d'armatures sont celles de la NF EN 1992-1-1 et de son Annexe nationale. L'article 9.2.1.4 s'applique pour l'appui simple d'about et l'article 9.2.1.5 s'applique pour l'appui intermédiaire.

Au niveau des appuis (sur la première bielle), la largeur de calcul  $b_{app}$  est calculée selon le type d'appui :

- Cas 1 :  $b_{app} = b_n$  correspond à l'épaisseur du noyau du mur à coffrage intégré (Figure A-24) ;
- Cas 2 :  $b_{app} = b - b_{p1} - ch_2$  ou  $b - b_{p2} - ch_1$  correspond à l'épaisseur totale réduite d'une épaisseur de voile préfabriqué et d'une largeur de chanfrein éventuel (Figure A-25) ;
- Cas 3 :  $b_{app} = b - ch_1 - ch_2$  correspond à l'épaisseur totale réduite des largeurs de chanfreins éventuels (Figure A-26).

Avec :

$b$  l'épaisseur totale du mur à coffrage intégré ;

$b_n$  l'épaisseur du noyau coulé en place ;

$b_{p1}$  l'épaisseur du premier voile préfabriqué ;

$b_{p2}$  l'épaisseur du second voile préfabriqué ;

$ch_1$  la largeur des chanfreins du premier voile préfabriqué ;

$ch_2$  la largeur des chanfreins du second voile préfabriqué.

La valeur de  $b_{app}$  permet ensuite le calcul du ferrailage de cisaillement sur appui (articles 8.4.4 et 9.2.1.4 de la norme NF EN 1992-1-1) et la vérification de la bielle d'about selon l'article 6.5.4 de la norme NF EN 1992-1-1.

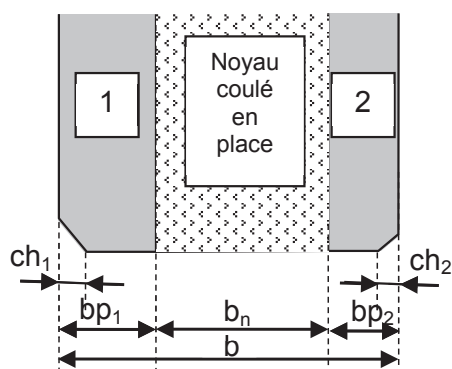


Figure A-23 – Définition de la géométrie de la section

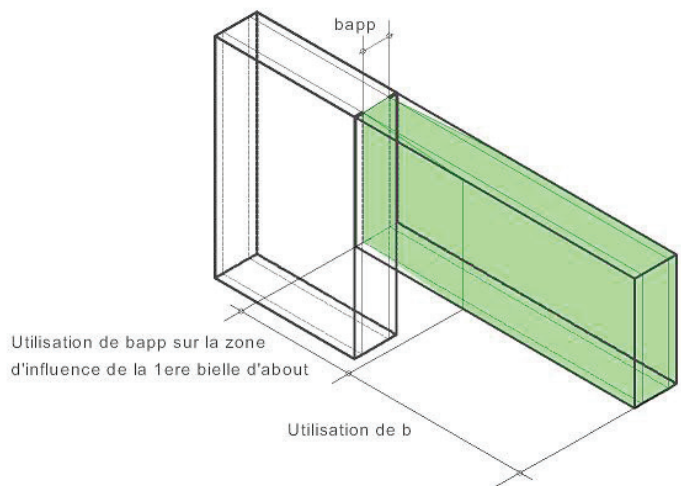


Figure A-24 – Appui de poutre – cas 1

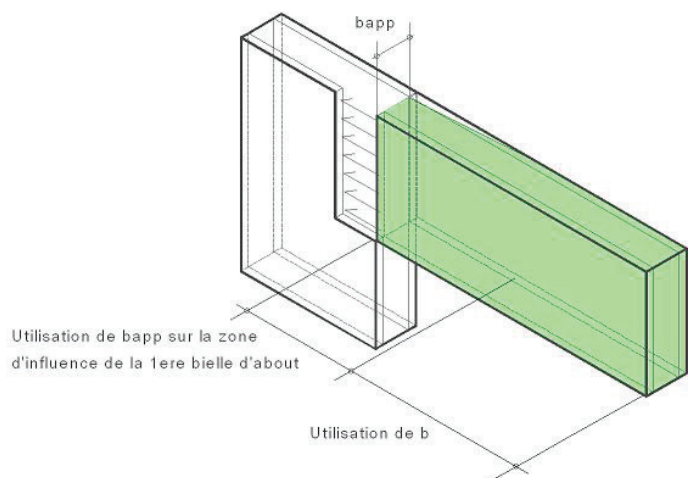


Figure A-25 – Appui de poutre – cas 2

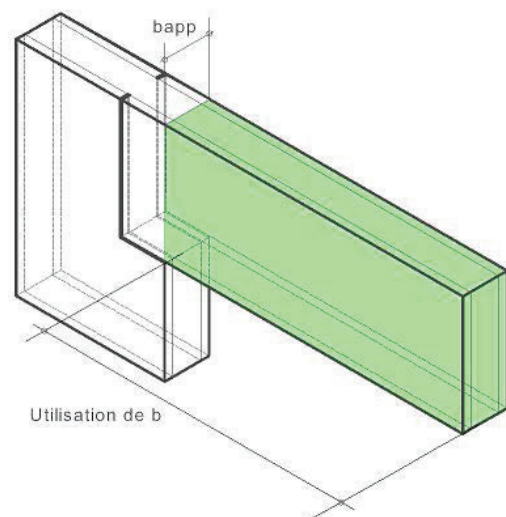


Figure A-26 – Appui de poutre – cas 3

La réalisation du joint d'appui doit être conforme aux prescriptions communes (cf. *paragraphe 1.1.1.1*).

#### • Résistance à la torsion

**Nota :** comme pour les poutres élancées, on doit éviter de faire travailler les éléments en MCI en torsion, notamment en raison des déformations qu'il en résulte. Toutefois, lorsqu'on ne peut pas éviter de le faire, l'article 6.3 de la NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale s'appliquent.

Les sollicitations en torsion doivent être prises en compte dans le dimensionnement des poutres en considérant une largeur de poutre égale à :

- soit l'épaisseur  $b_n$  du noyau (dans le cas d'un joint du type cas 1 ci-dessus) ;
- soit l'épaisseur totale diminuée d'une épaisseur de voile préfabriqué et d'une largeur de chanfrein éventuel ( $b - b_{p1} - ch_2$  ou  $b - b_{p2} - ch_1$ ) dans le cas d'un joint du type cas 2 ci-dessus ;
- soit l'épaisseur totale diminuée des largeurs de chanfreins éventuels ( $b - ch_1 - ch_2$ ) dans le cas d'un joint du type cas 3 ci-dessus.

Si la largeur du chanfrein ( $ch_1$  ou  $ch_2$ ) est inférieure au 1/10 de la plus petite dimension de la section prise en compte dans le calcul de la torsion, alors la présence de ce chanfrein est négligée.

#### 1.1.2.4 Prescriptions particulières aux poutres-cloisons

Sont considérées comme « poutres-cloisons » les poutres droites de section constante dont la hauteur de section est supérieure au tiers de la portée selon l'article 5.3.1 (3) de la norme NF EN 1992-1-1.

Les poutres-cloisons réalisées en tout ou partie à l'aide de murs à coffrage intégré sont dimensionnées selon la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale.

L'ensemble des prescriptions de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale pour le dimensionnement des poutres-cloisons doivent être vérifiées et complétées par les justifications suivantes.

Les vérifications portent principalement sur les points suivants :

- la vérification de la stabilité d'ensemble de la poutre-cloison ;
- la vérification des points singuliers (joints entre murs) ;
- la vérification de la faisabilité de mise en œuvre des armatures (tirant).

L'Annexe V présente les différents cas types qui peuvent être rencontrés.

#### • Vérification de la stabilité d'ensemble

Il convient de tenir compte des effets d'instabilité latérale des poutres-cloisons par une épaisseur minimale du mur à coffrage intégré.

L'épaisseur minimale du mur à coffrage intégré doit être au moins égale à :

$$b \geq 0,14 \times L \times \sqrt[3]{\frac{p_{Ed}}{f_{ck,eq} h}}$$

Avec :

$p_{Ed}$  la charge appliquée par unité de longueur de la paroi sous la combinaisons d'actions prises en compte dans le calcul à l'ELU ;

$h$  la hauteur de la poutre-cloison ;

$L$  la portée de la poutre-cloison ;

$f_{ck,eq}$  la résistance caractéristique équivalente à la compression du béton pour l'épaisseur totale du mur à coffrage intégré.

Cette vérification n'est pas à mener dans le cas de panneaux de murs à coffrage intégré efficacement raidis par des membrures supérieures et inférieures solidaires des montants d'appui.

Dans le cas de présence de joints de calepinage et quelles que soient leurs positions, seule l'épaisseur du noyau est prise en compte pour cette vérification. Dans le cas contraire, l'épaisseur totale du mur à coffrage intégré est prise en compte.

Dans le cas où cette vérification n'est pas satisfaite, le noyau au droit des joints doit être augmenté soit par :

- l'épaississement du mur à coffrage intégré faisant poutre-cloison ;
- l'ouverture partielle ou complète des joints entre murs, c'est-à-dire l'ouverture, sur un ou deux voiles préfabriqués, des joints qui seront remplis pour reconstituer la section.

Dans tous les cas, l'épaisseur retenue doit être suffisante pour assurer la bonne mise en œuvre des armatures et leur continuité.

#### • Vérification des points singuliers (joints entre murs à coffrage intégré)

Les dispositions constructives au droit des joints doivent respecter les prescriptions de *paragraphe 1.1.1.8* (principe de vérification des liaisons au droit des joints).

L'Annexe III propose une application numérique sur le principe de vérification des liaisons entre murs à coffrage intégré.

Les abouts des murs à coffrage intégrés constituant les poutres-cloisons doivent être munis de couture (Annexe II).

À défaut de justifications de la résistance de la liaison, une poutre-cloison doit être inscrite dans un mur à coffrage intégré (pas de joints) (cf. cas 1 de l'Annexe V).

Dans tous les cas, la section des armatures de liaison sera au moins égale à la section d'armatures horizontales ou verticales déterminée conformément à l'article 9.7 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale.

Pour le recouvrement des barres coupées et requises par le calcul, il y a lieu d'appliquer le *paragraphe 1.1.1.11*.

#### 1.1.2.5 Prescriptions particulières aux acrotères

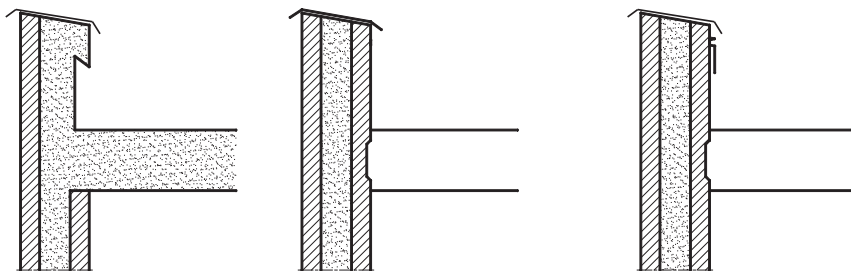
Les acrotères en murs à coffrage intégré sont conformes aux prescriptions de l'article 7.2.4 du DTU 20.12.

#### • Acrotères bas

Les acrotères bas réalisés en murs à coffrage intégré sont incorporés aux murs à coffrage intégré du dernier niveau et sont réalisés par le prolongement de ces derniers au-dessus de la toiture.

Suivant que l'étanchéité est protégée par une engravure, par une couvertine, ou par une bande de solin métallique, la face intérieure de l'acrotère est réalisée en mur à coffrage intégré ou est coffrée en place.

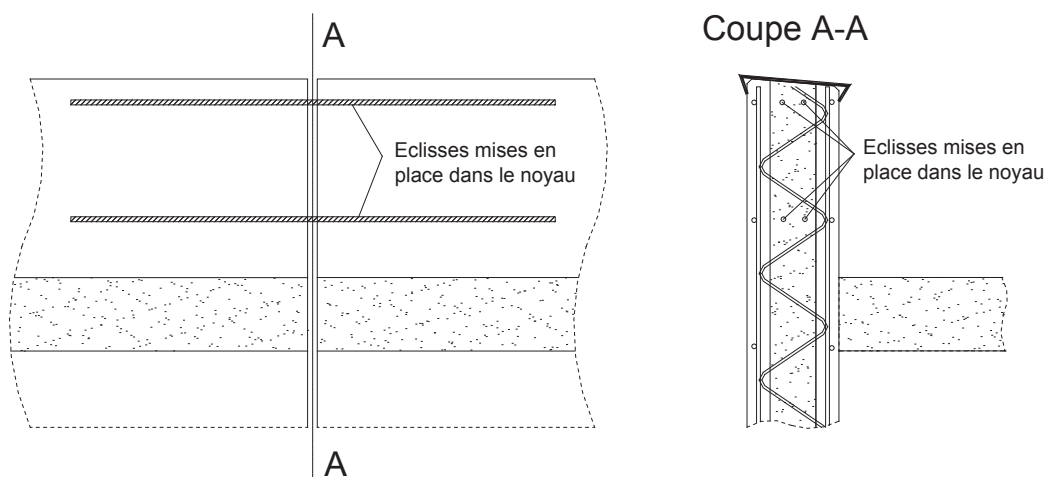




**Figure A-27 – Protection de l'étanchéité**

Le ferrailage de l'acrotère est intégré partiellement ou totalement dans le mur à coffrage intégré.

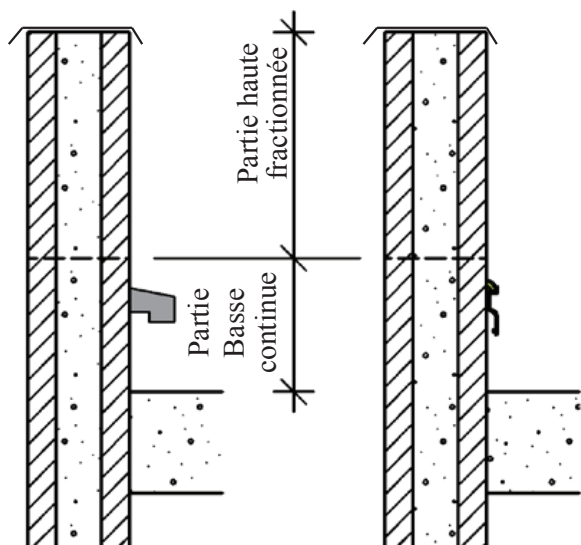
Le ferrailage longitudinal des acrotères est éclissé au droit de chaque joint vertical par la mise en place d'armatures de section équivalente dans le noyau.



**Figure A-28 – Éclissage au niveau des joints d'acrotères**

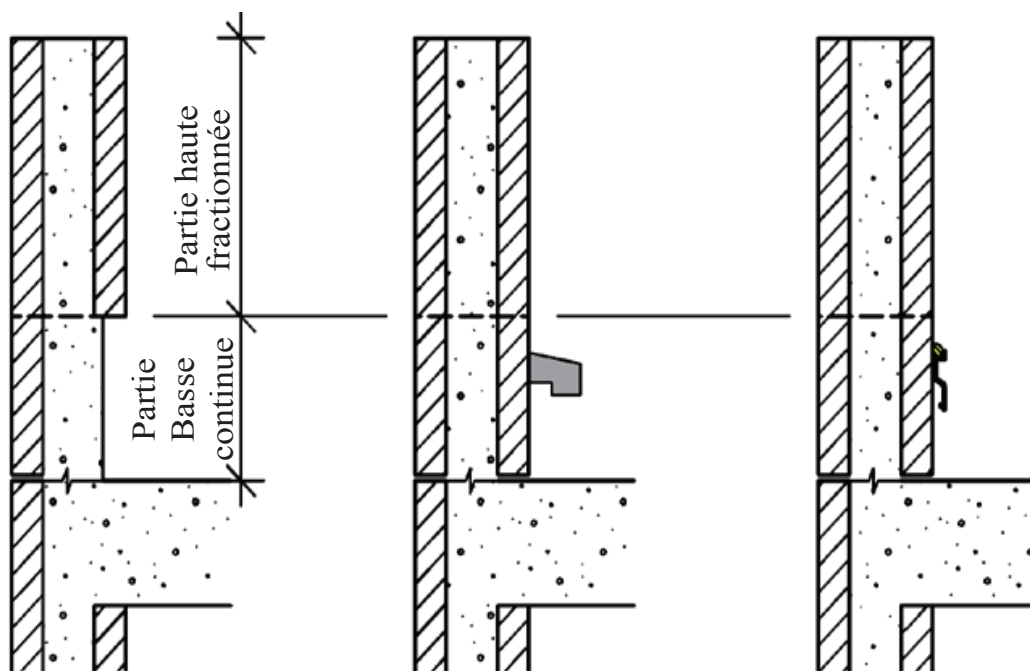
- Acrotères hauts (au sens du DTU 20.12)

Les acrotères hauts peuvent être incorporés aux murs à coffrage intégré du dernier niveau et être réalisés par le prolongement de ces derniers au-dessus de la toiture.

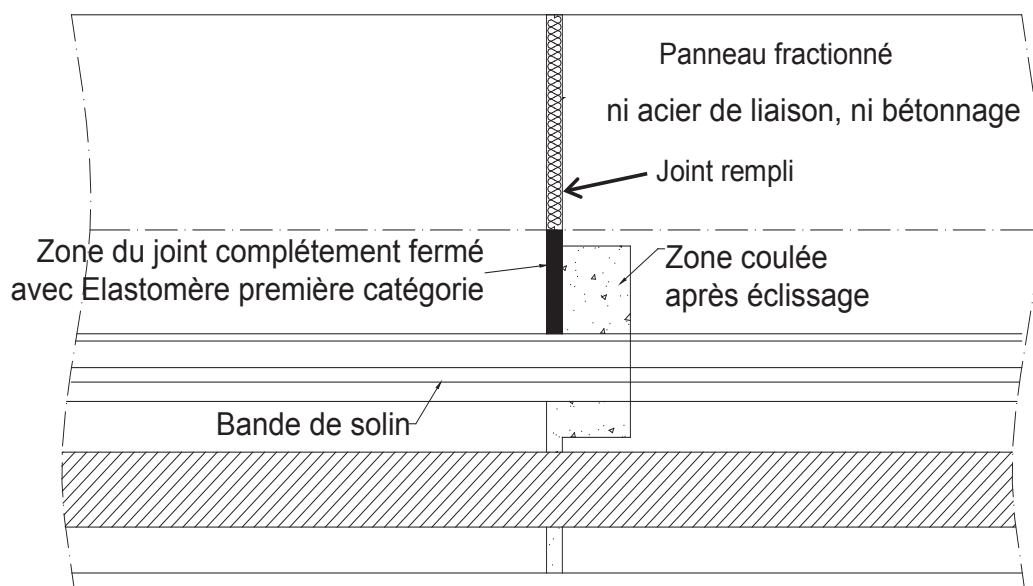


**Figure A-29 – Acrotères hauts continus au niveau de la toiture**

Ils peuvent également être réalisés par des pièces complémentaires rapportées au-dessus de la toiture.



**Figure A-30 – Acrotères hauts réalisés par des pièces complémentaires au-dessus de la toiture**



**Figure A-31 – Détail de réalisation du fractionnement des acrotères hauts**

Les acrotères hauts sont constitués :

- d'une partie basse ferrillée en continue à l'identique des acrotères bas ;
- d'une partie supérieure fractionnée, exempte d'armatures de liaisons et dont les joints restent vides sur toute l'épaisseur des murs.

Cette dernière disposition sera obtenue par l'insertion dans le joint, au moment du remplissage des murs, d'une planche de polystyrène traversant toute l'épaisseur du mur et disposée sur la hauteur du fractionnement.

Les joints de fractionnement seront espacés d'au plus 8 mètres dans les régions sèches ou à forte opposition de température, 12 mètres dans les régions humides ou tempérées (par référence au DTU 20-12). Ils pourront être confondus avec les joints de murs à coffrage intégré et auront une largeur de 2 cm. S'ils sont espacés de 4 mètres dans les régions sèches ou à forte opposition de température, 6 mètres dans les régions humides ou tempérées la largeur des joints de fractionnement peut être ramenée à 1 cm.

#### • Faisabilité de montage des armatures

Sur la hauteur du bandeau continu inférieur, les murs à coffrage intégré sont équipés au droit des joints d'une réservation disposée côté toiture, permettant le bon éclissage des armatures de la partie continue de l'acrotère.

### 1.1.3 Prescriptions particulières aux éléments inclinés

Les murs à coffrage intégré peuvent être mis en œuvre dans un ouvrage avec une inclinaison minimale de 75° par rapport à l'horizontale.

Dans le cas de murs utilisés en couverture, les murs peuvent être inclinés à 45°.

Les dispositions de mise en œuvre restent identiques aux murs verticaux. Des précautions particulières de blocage en pied de murs seront prises en phase provisoire de montage et de remplissage pour s'opposer au déplacement horizontal (cales, équerres, etc.).

Les pieds de panneau doivent être vérifiés en phase provisoire. Sauf cas particulier, les deux voiles préfabriqués seront frettés en pied par une armature HA de 6 mm avec un espacement  $e$  de 30 mm minimum, disposition forfaitaire qui convient dans le cas général.

En phase définitive, les prescriptions du *paragraphe 1.1.4* s'appliquent.

### 1.1.4 Prescriptions particulières aux éléments essentiellement sollicités perpendiculairement à leur plan

#### 1.1.4.1 Prescriptions communes

##### • Encastrement avec armatures en attente

Le calcul du moment résistant doit prendre en compte la réduction du bras de levier par rapport au cas d'un voile banché, du fait de l'implantation des armatures en attente dans le noyau.

##### • Monolithisme – Vérification de la contrainte de cisaillement à l'interface voile préfabriqué/noyau coulé en place

La présence de deux plans de reprise de bétonnage nécessite d'établir le monolithisme de la section.

La contrainte tangente à l'interface voile préfabriqué/noyau coulé en place est prise conventionnellement égale à :

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{l \times 0,9d}$$

Avec :

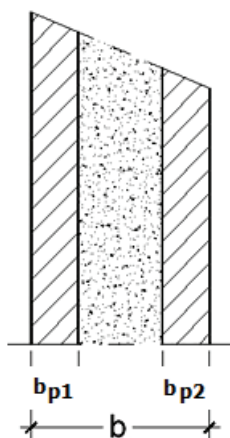
$V_{Ed}$  l'effort tranchant de calcul agissant à l'ELU évalué pour une bande de largeur  $l$  ;

$d$  la hauteur utile.



Néanmoins lorsque la section droite du mur est entièrement comprimée, et lorsque la vérification de la tenue du mur par rapport aux effets du second ordre est non dimensionnante, la contrainte de cisaillement  $\tau_{Ed}$  à l'interface voile préfabriqué/béton coulé en place peut être évaluée par la formule :

$$\tau_{uc} = \frac{V_{Ed} \times S}{I \times I}$$



**Figure A-32 – Section et épaisseurs d'un mur à coffrage intégré**

S étant le moment statique de la section d'épaisseur  $b_{p1}$  (ou  $b_{p2}$ ) par rapport au centre de gravité de la section, et I le moment d'inertie de la section de hauteur b supposée homogène.

Si on considère une largeur unitaire  $I = 1$ , alors  $\tau_{Ed}$  s'écrit :

$$\tau_{Ed} = 6 \cdot V_{Ed} \cdot b_{p1} \cdot (b - b_{p1}) / b^3 \text{ (ou } \tau_{Ed} = 6 \cdot V_u \cdot b_{p2} \cdot (b - b_{p2}) / b^3 \text{)}$$

Cette contrainte doit être comparée à la valeur de la contrainte maximale de cisaillement calculée grâce à la méthode présentée à l'Annexe IV. Si nécessaire des armatures de renfort doivent être mises en place.

#### • Traitement du plan d'étanchéité

Ce paragraphe traite des murs à coffrage intégré soumis à la pression hydrostatique. L'étanchéité peut être assurée par la structure seule, ou par une étanchéité rapportée.

La finition des joints est réalisée en fonction de la destination de l'ouvrage (cf. Annexe VI).

Sur la base des dispositions prévues par le Fascicule 74 du CCTG, l'épaisseur minimale du mur et la longueur du chemin critique (cf. Annexe VII) est de 15 cm pour les ouvrages de classe A (étanchéité assurée par la structure seule) et de 12 cm pour les ouvrages de classe B (étanchéité assurée par la structure complétée par un revêtement d'imperméabilisation) et C (étanchéité assurée par un revêtement d'étanchéité). Pour les piscines, cette épaisseur minimale est de 12 cm.

#### Étanchéité par le béton (ouvrages de classe A)

Pour assurer une étanchéité par le béton d'un mur à coffrage intégré soumis à une pression hydrostatique, les liaisons entre le mur et la fondation (par exemple le radier) doivent être encastrées (cf. Détails 8 et 9 en Annexe IX).

Les liaisons verticales ou horizontales entre deux panneaux doivent être de type couturé (cf. Détails 13.3 en Annexe IX par exemple) ou encastré (cf. Détails 14, 17, 22 en Annexe IX) afin de bloquer la fissuration provoquée par le retrait du béton.

Au voisinage de ces liaisons, la quantité d'armatures traversant l'interface voile préfabriqué/béton coulé en place, doit être augmentée de 25 %.

Des dispositions spécifiques permettant d'augmenter la longueur du chemin critique de l'eau à la traversée du mur, peuvent être définies dans les Avis Techniques.

#### Étanchéité par le béton avec traitement des joints (ouvrages de classe D)

Si les joints sont traités avec une étanchéité rapportée de type bande d'étanchéité élastomère pour joints, à haute flexibilité (allongement à la rupture supérieure à 400 %), collée sur les lèvres du joint et garantissant l'étanchéité au contact d'eaux en pression, les liaisons verticales peuvent être de type classique articulé. Le joint est à mettre en œuvre en règle générale sur la face en contact avec l'eau. Néanmoins il peut travailler en sous-pression moyennant des dispositions de mise en œuvre particulière définies par les fabricants.

#### Plan d'étanchéité rapportée (ouvrages de classes B et C)

La compatibilité du revêtement d'étanchéité rapporté avec la géométrie des joints doit être vérifiée. Ces joints des voiles doivent être colmatés. Un traitement spécifique peut s'avérer nécessaire en fonction des revêtements d'étanchéité.

#### • Classification en termes de support d'étanchéité

Suivant la classification définie dans l'Annexe A du DTU 20.12, les murs à coffrage intégré peuvent être considérés comme équivalents à un support de type B.

#### 1.1.4.2 Prescriptions particulières pour les éléments bi-articulés en 1<sup>er</sup> niveau de sous-sol

On peut se dispenser des dispositions spécifiques aux murs sollicités perpendiculairement à leur plan, décrites ci-dessus (cf. paragraphe 1.1.4.1) si :

- les éléments sont bi-articulés ;
- ils sont utilisés en 1<sup>er</sup> niveau de sous-sol (hauteur libre inférieure à 3 m) ;
- il existe au moins un niveau en superstructure ;
- ils se trouvent en situation non immergée ;
- l'utilisation ne rend pas obligatoire l'étanchéité de la paroi (sous-sol de deuxième catégorie au sens du DTU 20-1 partie 2 §6.3).

#### 1.1.4.3 Prescriptions particulières aux murs enterrés

La reprise de sollicitations dans les deux directions peut être envisagée à condition d'adopter des dispositions constructives adéquates.

La liaison avec les fondations est usuellement conçue comme une liaison articulée avec des armatures de reprise disposées dans la partie coulée en place, sauf cas particuliers d'encastrement.

Les armatures de reprise au niveau des planchers sont disposées dans le béton coulé en place ou peuvent être intégrées dans le mur à coffrage intégré au moyen de boîtes d'attentes.

Les liaisons au niveau des joints verticaux et/ou horizontaux non soumis à la flexion sont de type articulé.

#### 1.1.4.4 Prescriptions particulières aux murs de soutènement

Les armatures de reprises en pied peuvent être intégrées dans le mur à coffrage intégré (liaison encastrée sans reprise de bétonnage – cf. Détails 9 en *Annexe IX*) ou dans la partie coulée en place (liaison encastrée avec reprise de bétonnage – cf. Détails 8 en *Annexe IX*).

Les joints verticaux non soumis à la flexion sont armés à l'aide des armatures de liaisons de type articulé.

Un drainage ou des barbacanes sont mis en œuvre selon les règles de l'art. Dans le cas contraire, les murs sont soumis à une pression hydrostatique et les prescriptions du sous-paragraphe « Traitement du plan d'étanchéité » au paragraphe 1.1.4.1 s'appliquent.

#### 1.1.4.5 Prescriptions particulières aux murs de silos ou de magasins de stockage

Pour le dimensionnement des panneaux destinés aux silos, les « Règles professionnelles de conception et de calcul des silos en béton » en respectant les prescriptions communes des murs à coffrage intégré s'appliquent.

Les liaisons en pied sont encastrées (avec ou sans reprise de bétonnage), les liaisons verticales ou horizontales entre panneaux sont fonction de la conception de l'ouvrage.

#### 1.1.4.6 Prescriptions particulières aux murs de bassins ou de piscines

Ils sont dimensionnés aux états limites ultimes de résistance et aux états limites de service conformément au Fascicule 74 du CCTG.

Les prescriptions du sous-paragraphe « Traitement du plan d'étanchéité » au paragraphe 1.1.4.1 sont appliquées : étanchéité par le béton ou membrane d'étanchéité rapportée type « Liner ».

Suivant les articles VI.2.4 et VI.2.7 du Fascicule 74, pour les bassins contenant de l'eau de mer, l'enrobage des armatures proches des parois intérieures des bassins est fixé à 5 cm et le ciment utilisé doit être conforme à la norme NF P 15-317.

Les murs sont encastrés sur le radier par une solution mécanique avec ou sans reprise de bétonnage. Le choix de cette dernière se fera en fonction des contraintes de chantier et de la solution d'étanchéité qui sera retenue.

Pour les ouvrages libres en tête, les liaisons d'angles seront encastrées. Pour les solutions bloquées en tête par une dalle ou des tirants les liaisons d'angle pourront être soit :

- articulées pour les ouvrages dont l'étanchéité n'est pas assurée par le béton seul ;
- couturées ou encastrées pour les ouvrages dont l'étanchéité est assurée par le béton seul.

#### • Prescriptions particulières pour les murs de bassins de forme polygonale

Ils sont calculés sur les mêmes bases que les murs de bassin ou piscine.

Lorsque l'angle entre les facettes est supérieur ou égal à 150°, l'incidence des facettes sur le comportement du bassin est négligeable. Par conséquent, les phénomènes secondaires dus aux efforts de traction horizontale qui peuvent se manifester au droit des joints verticaux, sont négligés. L'ensemble des sollicitations est déterminé comme pour un bassin de forme circulaire encastré en pied.

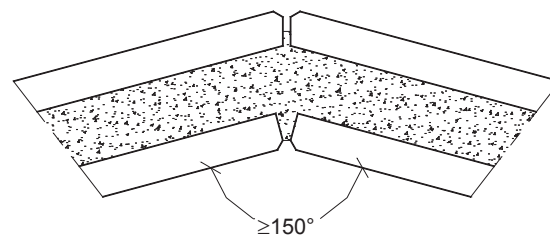


Figure A-33 – Angle minimal entre facettes

Lorsque l'angle entre les facettes est inférieur à 150°, des moments de flexion horizontaux secondaires se développent en partie courante de murs et dans les angles des facettes. Les efforts sont alors déterminés par une modélisation du bassin en facettes et sont pris en compte dans la justification des aciers courants et des aciers de liaisons.

On pourra également se reporter au détail 17.2, *Annexe X*.

#### 1.1.4.7 Prescriptions particulières aux murs de galeries souterraines

Le cas courant correspond aux murs travaillant en flexion verticale entre fondation et dalle de couverture, l'ensemble de l'ouvrage fonctionnant comme une structure fermée (cadre ou portique).

Les encastremements en pied sont réalisés par une solution avec ou sans reprise de bétonnage.

Les liaisons verticales sont articulées. La liaison entre les murs et la dalle de couverture est considérée comme encastrée.

Il est rappelé que l'étanchéité de ces ouvrages doit être assurée.

## 1.2 Sécurité au feu

Les critères de classification de résistance R, d'étanchéité E et d'isolation I définis à l'article 2 de la norme NF EN 1992-1-2 avec son Annexe nationale française (NF EN 1992-1-2/NA) d'un mur à coffrage intégré peuvent être vérifiés individuellement selon l'une des trois méthodes suivantes et comparés à l'ensemble du mur considéré comme homogène :

- valeurs tabulées, section 5 ;
- méthodes de calcul simplifiées, section 4.2 et annexe B de la NF EN 1992-1-2 et son Annexe nationale française ;
- méthode de calcul avancée, section 4.3.

Les actions dues à la température sont déterminées suivant la norme NF EN 1991-1-2 avec son Annexe nationale française (NF EN 1991-1-2/NA). Les joints entre prémurs dont la largeur e reste inférieure ou égale à 20 mm sont négligés pour le calcul des températures (cf. *Figure A-37, paragraphe 1.5.4*). Les actions mécaniques sont combinées, en situation accidentelle, conformément à la norme NF EN 1990 avec son Annexe nationale française.

En particulier :

- les voiles non porteurs seront justifiés par application de la clause 5.4.1 ;
- les voiles porteurs seront justifiés par application de la clause 5.4.2 ;
- les murs coupe-feu seront justifiés par application de la clause 5.4.3. Le paragraphe 1.5.4 traite le cas des joints vis-à-vis du critère d'isolation I ;
- les poutres sont justifiées par application de la clause 5.6 ;
- les éléments fléchis perpendiculairement à leur plan seront justifiés par application de la clause 5.7.

**Nota :** les murs à coffrage intégrés sont considérés comme des éléments pleins.

### 1.3 Isolation thermique

La performance thermique du mur à coffrage intégré est déterminée en négligeant la présence des joints.

### 1.4 Isolation acoustique

À défaut de résultat expérimental, l'indice d'affaiblissement acoustique d'un mur peut être estimé à l'aide de l'annexe B de la norme NF EN 12354-1 appliqué à l'ensemble des voiles préfabriqués et du béton coffré, considéré comme homogène de ce point de vue ; la présence de joints entre voiles préfabriqués est considérée comme peu influente sur cet indice. L'estimation de la performance acoustique des bâtiments intégrant ce type de procédé pourra aussi s'appuyer sur les normes de la série NF EN 12354 (1 à 6).

### 1.5 Traitement des joints

Les produits de traitement des parois et de traitement des joints seront mis en œuvre conformément aux prescriptions des cahiers de charges des fournisseurs, tant pour la préparation des supports que pour les dispositions propres de mise en œuvre. En particulier les supports seront préparés de manière à être plans, exempts de laitance, dépoussiérés et secs. Cette section concerne le traitement des joints verticaux et horizontaux. Les schémas de l'Annexe VI illustrent les différents cas.

#### 1.5.1 Murs courants en superstructure

Pour les murs courants en superstructure, on distinguera le voile préfabriqué côté extérieur soumis aux intempéries du voile préfabriqué côté intérieur.

La distance minimale libre de l'armature de liaison disposée au droit du joint et la face intérieure du voile préfabriqué  $a_{e,min}$  est de 15 mm.

**Nota :** l'attention est attirée sur le fait que l'étanchéité de la façade réalisée par le joint rapporté nécessite un entretien régulier de ce dernier.

##### 1.5.1.1 Face extérieure

###### • Murs de façade revêtus

Les murs isolés par l'extérieur ou revêtus d'un bardage ne nécessitent pas de traitement des joints entre murs à coffrage intégré.

Un système d'obturation de type cordon de mousse pourra être mis en place comme fond de joint à la pose des murs, pour empêcher les fuites de laitance lors du bétonnage. Ce cordon peut être retiré après séchage du béton et le joint rempli de mortier.

###### • Murs de façade bruts de fabrication, peints ou lasurés

Les murs restant bruts de décoffrage, peints ou lasurés nécessitent le traitement du joint à l'aide d'un mastic élastique de classement SNJF F 25 E monocomposant qui polymérise sous l'action de l'humidité de l'air et prévu pour le traitement des joints de façades préfabriquées exposées.

L'épaisseur du mastic doit être au moins de 20 mm. La compatibilité du mastic élastomère et du cordon de fond de joint devra être vérifiée.

Le chanfrein doit rester marqué.

Dans tous les cas, on veillera à la compatibilité du produit de traitement du joint et de la lasure ou peinture utilisée.

###### • Murs de façade enduits

Les murs qui sont traités à l'aide d'un enduit qui ne couvre pas les joints (chanfrein marqué) doivent faire l'objet des mêmes traitements de joints que les murs restant bruts de décoffrage, peints ou lasurés.

En partie courante, les précautions de préparation du support et de pose doivent être conformes au DTU 26.1.

Si l'enduit couvre le joint, le mastic élastomère n'est pas nécessaire, la zone du chanfrein doit être remplie à l'aide d'un mortier classique et recouverte d'un entoilage.

Il ne peut cependant être totalement exclu, malgré ce traitement, que de fines fissures, sans autre inconvénient que l'aspect de surface, se manifestent au droit de certains joints.

Dans le cas de RPE, celui-ci doit être mis en œuvre après mise en place d'un entoilage marouflé avec un enduit, et suivant les précautions de préparation du support et de pose décrites dans le DTU 59.2.

##### 1.5.1.2 Face intérieure

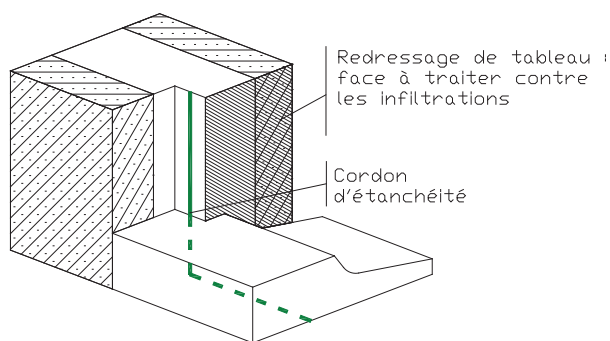
Le joint peut rester non traité si ce dernier vient à être masqué par un bardage ou un doublage ou si les contraintes architecturales ne nécessitent pas sa fermeture. Un système d'obturation de type cordon de mousse pourra être mis en place comme fond de joint à la pose des murs, pour empêcher les fuites de laitance lors du bétonnage.

Dans les autres cas, le traitement du joint est réalisé à l'aide d'un mortier hydraulique à retrait compensé. L'apparition de fines fissures au niveau de ces joints est toutefois possible mais sans autre inconvénient que l'aspect de surface.

##### 1.5.1.3 Points singuliers

###### • Au niveau des ouvrants

Le traitement des jonctions murs/dormants doit être réalisé conformément aux DTU, Avis Techniques ou Document Technique d'Application dont ils relèvent. Les dispositions adoptées doivent permettre d'assurer la continuité de l'étanchéité en tout point, et notamment au niveau des jonctions avec les menuiseries. Il est nécessaire de prêter une attention particulière au niveau du seuil de baie ou appui de fenêtre, c'est-à-dire au raccordement du plan d'étanchéité de la façade et celui de la menuiserie.



**Figure A-34 – Exemple de pose en feuillure**

#### • Protection de l'étanchéité (acrotères)

Les joints d'acrotères sont traités à l'identique des joints courants de façade et en continuité de ceux-ci.

Ce traitement sera mis en œuvre sur tout le contour de l'acrotère, en dehors de la partie protégée par la remontée d'étanchéité.

#### • Protection du faîtage

Afin d'éviter toute infiltration entre les voiles et le noyau coulé sur chantier, le faîtage de l'acrotère est équipé, soit :

- par un chaperon béton ;
- par une couvertine métallique.

### 1.5.2 Murs courants en infrastructure

Dans le cas où le joint est accessible en phase chantier et inaccessible en phase d'exploitation pour l'entretien, la distance minimale libre entre l'armature de liaison au droit du joint et la face intérieure du voile préfabriqué  $a_{e,min}$  de 30 mm peut être réduite à 15 mm moyennant le traitement du joint avec une bande bitumineuse, et que le mur ne soit pas soumis à une pression hydrostatique.

#### 1.5.2.1 Face extérieure

##### • Paroi accessible en phase chantier

Pour parer aux infiltrations provoquées par les eaux de ruissellements, les joints verticaux et horizontaux en contact avec le remblai sont traités avec un mortier de réparation mono- (ou bi-) composant à base de ciment (et de résine), complété d'une bande bitumineuse autoadhésive à froid, résistante à la déchirure et à l'eau, et apte à protéger le joint du contact direct des terres et des eaux de ruissellement.

Dans la mesure où le joint reçoit ce traitement d'étanchéité, la distance minimale libre entre l'armature de liaison au droit du joint et la face intérieure du voile préfabriqué peut être réduite à 15 mm. Un drainage sera systématiquement mis en œuvre pour collecter les eaux de ruissellements.

##### • Paroi non accessible en phase chantier

Le traitement du joint extérieur se fera par la mise en œuvre au montage, sur le chant du voile préfabriqué extérieur des murs à coffrage intégré, d'un cordon d'étanchéité de mousse à cellules ouvertes imprégnée et autocollante. L'étanchéité du joint sera complétée par un bétonnage en continu dans la zone du joint vertical.

La distance minimale libre entre les armatures de liaison au droit du joint et la face intérieure du voile préfabriqué doit être de 30 mm minimum, et les abouts de mur à coffrage intégré doivent être couturés.

Dans le cas d'utilisation en murs de 1<sup>re</sup> catégorie au sens du DTU 20.1 partie 2 paragraphe 6.3, les dispositions présentées au sous-paragraphe « traitement du plan

d'étanchéité » en 1.1.4.1 doivent être appliquées (épaisseurs minimales, chemins critiques ou élément rapporté).

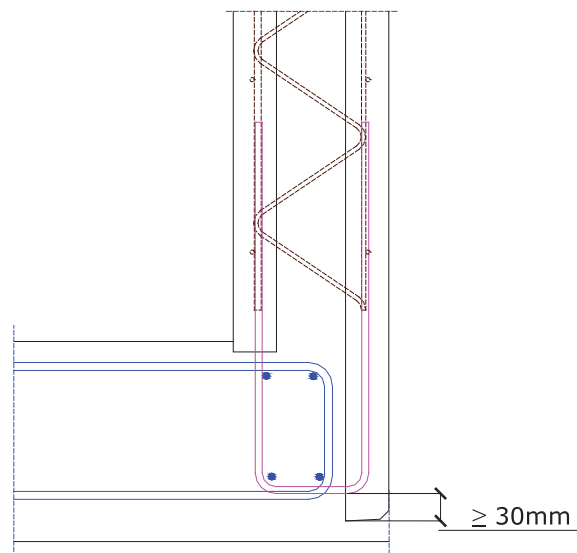
#### 1.5.2.2 Face intérieure

La face intérieure sera traitée selon les mêmes critères que les parements intérieurs des murs en superstructure.

### 1.5.3 Murs soumis à des pressions hydrostatiques

Les aciers des liaisons d'encastrement entre panneaux sont disposés de façon à être enrobés conformément à la classe d'exposition visée. Cette prescription doit être également appliquée aux aciers dit de « couture », mis en place lors de la préfabrication des murs à coffrage intégré, qui traversent l'interface voile préfabriqué/béton coulé en place, au voisinage des joints (cf Figure A-35 par exemple).

Il convient par ailleurs d'effectuer la vérification d'ouverture de fissure au niveau de la jonction peau préfabriquée et béton coulé sur place comme un plan de reprise de bétonnage (suivant l'EN 1992-1-1).



**Figure A-35 – Enrobage minimal des armatures traversant l'interface voile préfabriqué/béton coulé en place**

#### 1.5.3.1 Face en contact avec la terre

Seul un cordon d'étanchéité de mousse imprégnée sur le chant du voile préfabriqué extérieur est mis en place. Le béton du noyau coulé en place combiné au voile préfabriqué intérieur accessible assure seul l'étanchéité dans la masse.

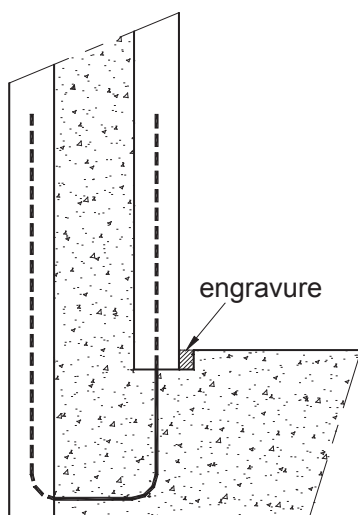
#### 1.5.3.2 Face intérieure en contact avec l'eau en pression

Les joints verticaux et horizontaux sont fermés avec un mastic élastique de classement SNJF F 25 E apte à résister aux pressions hydrostatiques.

Dans le cas d'un contact avec de l'eau potable, les joints sont fermés avec un mastic élastique de classement SNJF F 25 E apte à résister aux pressions hydrostatiques et ayant un agrément d'alimentarité.

Le joint horizontal entre le mur et le radier peut présenter une engravure afin de traiter efficacement le contact béton préfabriqué/béton coulé en place (cf. Figure A-36).





**Figure A-36 – Engravure à la liaison entre le mur et le radier**

#### 1.5.3.3 Face intérieure en contact avec de l'eau agressive

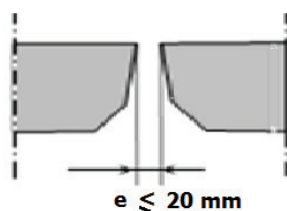
Les joints verticaux et horizontaux sont fermés avec un système spécifique, apte à résister aux pressions hydrostatiques et au contact de solutions agressives.

Ce système, ainsi que les spécifications du béton, sont définis dans chaque Avis Technique.

Le joint horizontal entre le mur et le radier peut présenter une engravure afin de traiter efficacement le contact béton préfabriqué/béton coulé en place (cf. Figure A-36).

#### 1.5.4 Murs coupe-feu

Pour les murs coupe-feu non exposés aux intempéries, s'agissant du critère I, il convient de vérifier conformément à l'article 4.6 (4) de la norme NF EN 1992-1-2, que la largeur  $e$  des joints n'excède pas la limite de 20 mm (Figure A-37).



**Figure A-37 – Largeur des joints inférieure ou égale à 20 mm dans le cas de murs coupe-feu**

#### 1.5.5 Murs de silos ou magasins de stockage

Pour le traitement des joints en contact avec la matière à stocker on veillera à la compatibilité sanitaire de la nature des matériaux constituant le joint et des éléments stockés (agrément d'alimentarité à vérifier).

Les joints pour les silos de stockage de céréales sont réalisés avec un mortier de réparation monocomposant à base de ciment.

## 1.6 Finitions et aspect

### 1.6.1 État de surface

L'état de surface courant doit être précisé dans chaque Avis Technique, conformément à la norme NF P 18-503.

### 1.6.2 Préparation du support

La forte compacité éventuelle du béton des panneaux doit être prise en compte lors du choix du type de revêtement qui sera appliqué sur le support (lasure, peinture, imprégnation, plot de colle pour fixation des doublages ou plaques de parement, etc.).

## 2. Conditions de fabrication

### 2.1 Précision de fabrication des treillis raidisseurs

Compte tenu de la minceur des voiles préfabriqués, les treillis raidisseurs métalliques doivent être fabriqués avec une grande précision pour respecter les exigences d'enrobage minimal.

Le stockage des raidisseurs et leur manutention entre le lieu de stockage et leur mise en place dans le moule ne doivent pas altérer leurs qualités techniques et dimensionnelles.

Ils doivent faire l'objet d'une certification. Les critères de cette certification sont définis au *paragraphe 1.1.1.2*.

### 2.2 Tolérances dimensionnelles standards

#### 2.2.1 Raidisseurs

L'industriel doit intégrer, dans son SOPAQ (ou PAQ) un contrôle dimensionnel des raidisseurs.

#### 2.2.2 Mur à coffrage intégré

Les tolérances dimensionnelles maximales des murs doivent être conformes à la norme NF EN 14992).

La tolérance sur la rectitude des arêtes (bord de pièce) est au plus de  $\pm 5$  mm.

Pour les murs à coffrage intégré non certifiés, la tolérance sur l'enrobage des raidisseurs et des armatures est de  $\pm 5$  mm maximum.

### 2.3 Contrôle du béton

Le béton des voiles préfabriqués doit faire l'objet d'un contrôle régulier.

### 3. Conditions de stockage et de transport

#### 3.1 Prescriptions concernant la manutention des panneaux

Les prescriptions relatives à la manutention des panneaux sont décrites dans la publication « *Murs à Coffrage Intégré (MCI). Prescriptions minimales à intégrer à la conception du procédé constructif MCI pour une mise en œuvre en sécurité* », de l'Assurance maladie, de l'OPPBTP et de l'INRS.

#### 3.2 Prescriptions concernant le transport des panneaux

Les prescriptions relatives au transport vertical ou horizontal des panneaux sont décrites dans la publication sur les Murs à Coffrage Intégré citée au *paragraphe 3.1* (conditionnement, transport et stockage). Le transport à plat est à proscrire sauf dans les cas définis à l'article 3.2.4 de cette publication.

#### 3.3 Prescriptions concernant le stockage des panneaux

Le stockage vertical et à plat des panneaux est décrit dans la publication sur les Murs à Coffrage Intégré citée au *paragraphe 3.1*.

### 4. Conditions de mise en œuvre

La publication sur les Murs à Coffrage Intégré, citée au *paragraphe 3.1*, traite également des conditions de mise en œuvre des panneaux de murs à coffrage intégré.

#### 4.1 Pose des panneaux

La pose des panneaux, qui est effectuée par l'entreprise, doit être conforme au plan général de pose réalisé et fourni par le bureau d'études technique du préfabricant.

#### 4.2 Stabilité en phase provisoire

La stabilité des murs à coffrage intégré, en phase provisoire, nécessite une attention toute particulière, vis-à-vis d'éventuels efforts principalement dus au vent.

Les panneaux sont présentés, réglés et calés à leur position définitive. Leur stabilité est assurée par des étais tirant-poussant fixés aux panneaux au moins aux deux tiers de la hauteur grâce aux douilles incorporées dans les voiles préfabriqués. En pied, les étais « tirant-poussant » prennent appui soit sur un massif en béton, soit directement sur l'ouvrage déjà exécuté (la dalle ou le radier en béton par exemple).

Le dimensionnement des douilles est réalisé pour la valeur de vitesse de vent spécifiée dans les DPM. En l'absence de vitesse de vent spécifiée dans les Documents particuliers du marché (DPM), une valeur de 85 km/h, quelle que soit la direction du vent, sera retenue (en référence à la norme NF P 93 350 relative aux banches, art. 6.3.1.6).

#### 4.3 Préparation des voiles et des joints

Avant de procéder au bétonnage, les faces intérieures des voiles préfabriqués doivent être humidifiées, au jet d'eau par exemple ; tout excès d'eau en pied de coffrage doit être évacué avant bétonnage. On doit s'assurer avant bétonnage, que les dispositifs d'étanchéité des coffrages en rive basse et dans les joints ont été correctement mis en place.

#### 4.4 Utilisation de coupleurs d'armatures

Si l'utilisation de coupleurs d'armatures est prévue, ces derniers doivent bénéficier d'un certificat délivré par l'AFCAB.

#### 4.5 Bétonnage

##### 4.5.1 Généralités sur le bétonnage en œuvre

Le bétonnage en œuvre doit être réalisé en fonction de l'épaisseur et de la hauteur des panneaux conformément aux dispositions définies dans le Dossier Technique et aux prescriptions du *paragraphe 1.1.1.13*.

##### 4.5.3 Bétonnage des joints verticaux et horizontaux

Dans le cas de liaisons encastrées ou couturées présentant une forte densité d'armatures, dans le cas des éléments de type poutre ou poteau et dans le cas des joints des ouvrages dont l'étanchéité requise est assurée par le béton seul, les parties, au droit des joints verticaux, bétonnées en place doivent être vibrées.

#### 4.6 Étapes après décoffrage

La publication sur les Murs à Coffrage Intégré, citée au *paragraphe 3.1*, décrit par ailleurs les finitions à apporter aux panneaux.

##### 4.6.1 Fermeture des joints après bétonnage

Les joints non étanchés entre panneaux de coffrage et entre ceux-ci et les planchers doivent être rebourrés avec soin au mortier.

##### 4.6.2 Ragréage éventuel

Le désaffleurement éventuel entre panneaux doit être traité avec un produit de ragréage spécifique avant la mise en œuvre des revêtements.

## Annexe I

### Principe de détermination des efforts sollicitants sur un mur à coffrage intégré

Cette annexe décrit le principe de détermination de l'effort sollicitant au droit du joint dans les cas suivants :

- le mur à coffrage intégré est soumis à une force horizontale ponctuelle perpendiculaire à l'épaisseur du mur ou à une charge linéaire horizontale agissant en partie supérieure du mur (cas d'un contreventement) ;
- le mur à coffrage intégré est soumis à un chargement réparti en tête sur toute sa longueur (cas d'une poutre-cloison).

#### • Dans le cas d'un contreventement

On distingue deux cas :

Cas 1 : reprise d'une charge ponctuelle horizontale  $F$  sur un mur développant une bielle de compression

La valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant au niveau du joint est telle que :

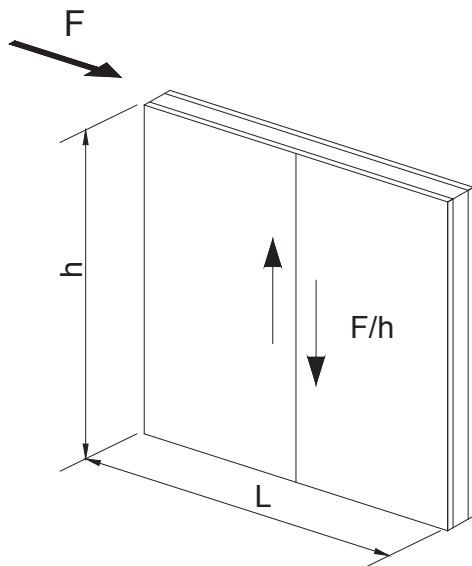
$$V_{Edj} = \frac{F}{h}$$

Avec :

$F$  : la charge ponctuelle horizontale sur le mur ;

$h$  : la hauteur du mur ;

$V_{Edj}$  : l'effort tranchant sollicitant de calcul au niveau du joint  $j$ .



**Figure 1 – Effort sollicitant dans le cas d'un contreventement avec reprise d'une charge ponctuelle horizontale (cas 1)**

Cas 2 : reprise d'une charge linéaire horizontale  $f$  sur un mur développant  $n_b$  bielles de compression

La valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant au niveau du joint  $j$  est telle que :

$$V_{Edj} = \frac{f \times L}{n_b \times h}$$

Avec :

$f$  : la charge linéaire horizontale sur le mur ;

$V_{Edj}$  : l'effort tranchant sollicitant de calcul au niveau du joint  $j$  ;

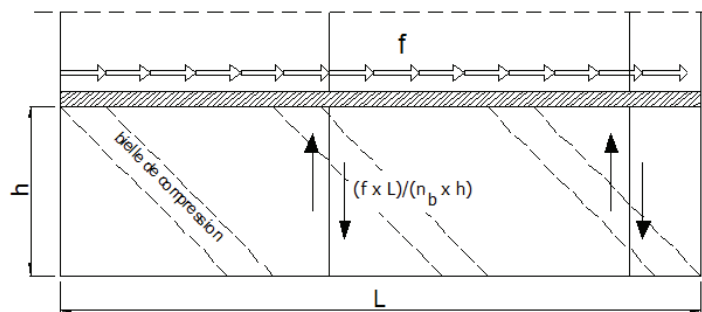
$L$  : la longueur du mur ;

$h$  : la hauteur du mur ;

$n_b$  : le nombre de bielles de compression développées dans le mur sous l'action de la charge linéaire  $f$  sur le mur.

Le nombre de bielles mobilisables  $n_b$ , en supposant une inclinaison des bielles à  $45^\circ$ , est égal au nombre réel défini par :

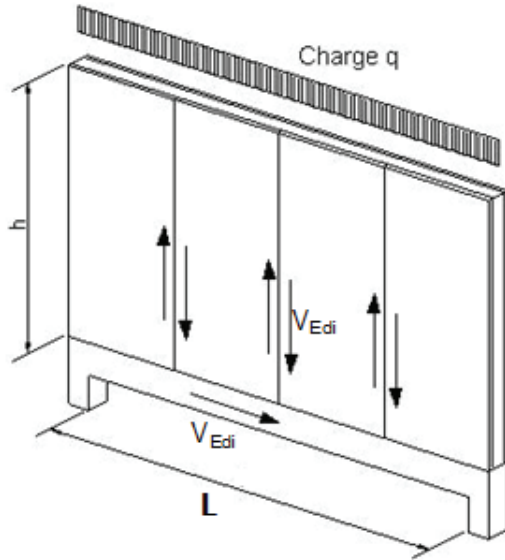
$$n_b = \frac{L - h}{h}$$



**Figure 2 – Effort sollicitant dans le cas d'un contreventement avec reprise d'une charge linéaire horizontale (cas 2)**

- Dans le cas d'une poutre-cloison

Dans le cas général, l'effort tranchant sollicitant de calcul  $V_{Ed,j}$  au droit du joint est déterminée en considérant la valeur maximale de l'effort tranchant sollicitant de calcul  $V_{Ed,max}$ , indépendamment de la position du joint. En conséquence, l'effort tranchant sollicitant de calcul au niveau des joints des poutres-cloisons est donc majoré (Figure 3).



**Figure 3 – Effort sollicitant dans le cas d'une poutre-cloison**

L'effort tranchant sollicitant de calcul au niveau du joint  $j$  est tel que :

$$V_{Ed,j} = \frac{V_{Ed,max}}{\min(h; L)} = \frac{q L / 2}{\min(h; L)}$$



## Annexe II

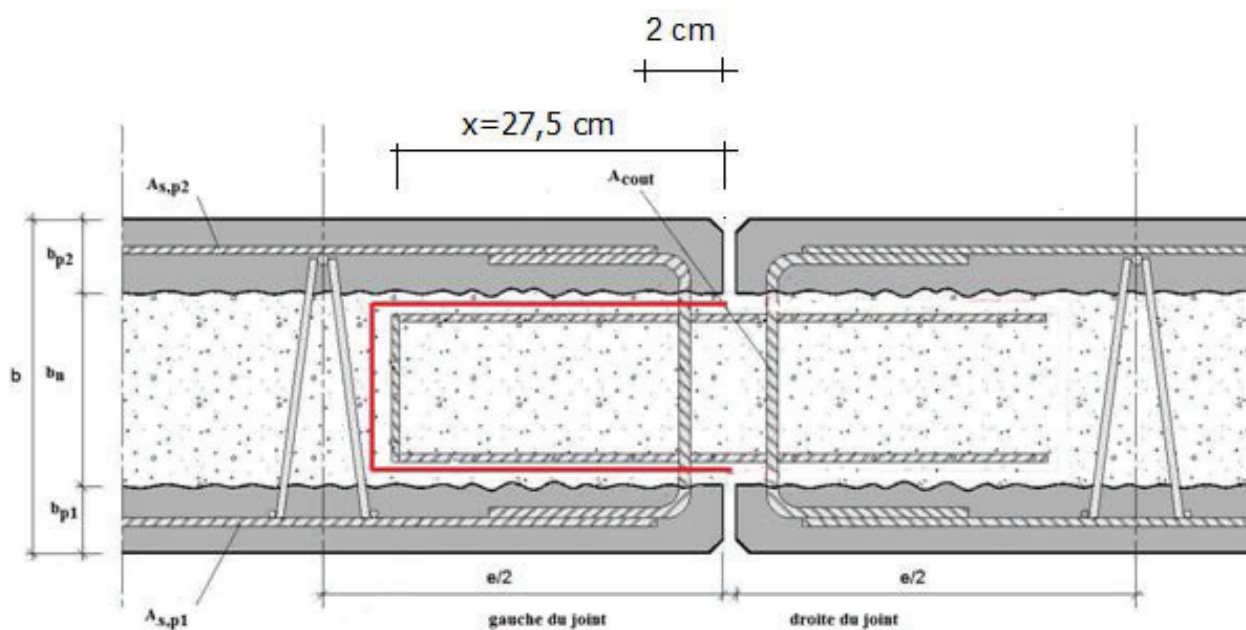
### Vérifications de la liaison au droit du joint – Applications numériques

Cette annexe illustre les vérifications de la liaison au droit d'un joint dans les cas suivants :

- mur soumis à des sollicitations de cisaillement notables ;
- murs avec dispositions d'armatures minimales.

La démarche reprend celle présentée au *paragraphe 1.1.1.8* du présent document. Les données du calcul sont en premier lieu précisées en termes de géométrie, de ferrailage et de sollicitations. Les vérifications de la liaison au droit du joint sont ensuite menées.

Pour les deux exemples numériques présentés, nous avons adopté la disposition et les notations suivantes en termes d'armatures dans les voiles préfabriqués, d'armatures de liaison et d'armatures de couture :



**Figure 1 – Ferrailage mis en place au droit du joint dans le cas d'une liaison avec couture aux abouts**

À gauche du joint, les armatures de liaison sont terminées par une boucle et à droite du joint, les armatures sont droites. Les armatures de couture aux abouts sont en forme de U. La distance de l'extrémité de la boucle jusqu'à l'about du voile préfabriqué à gauche du joint est prise égale à 27,5 cm compte-tenu de l'encombrement des armatures.

# 1. Mur à coffrage intégré soumis à des sollicitations de cisaillement notables

On s'intéresse dans cette première partie à la vérification au droit du joint de panneaux de murs à coffrage intégré armés.

## 1.1 Données du calcul

### 1.1.1 Caractéristiques du mur à coffrage intégré

Les caractéristiques géométriques des voiles préfabriqués sont données dans le tableau ci-dessous.

Le ferrailage horizontal des voiles préfabriqués est donné dans le tableau ci-dessous et sur la *Figure 2*.

**Tableau 1 – Dimensions du panneau**

Dénomination	Notation	Valeur numérique
Épaisseur du premier voile préfabriqué	$b_{p1}$	55 mm
Épaisseur du second voile préfabriqué	$b_{p2}$	50 mm
Épaisseur du noyau	$b_n$	95 mm
Épaisseur totale	$b$	200 mm
Longueur des panneaux	$L$	26,2 m
Hauteur des panneaux	$h$	3,93 m

**Tableau 2 – Caractéristiques des armatures dans les voiles préfabriqués**

Dénomination	Notation	Valeur numérique
Diamètre et espacement des armatures du premier voile préfabriqué	$\phi_{p1}/s_{p1}$	8 mm/200 mm
Quantité d'armatures dans le voile préfabriqué	$A_{p1}$	251 mm <sup>2</sup> /ml
Enrobage des armatures perpendiculaire au treillis raidisseur, du 1 <sup>er</sup> voile préfabriqué	$e_1$	20 mm

Le ferrailage horizontal au droit des joints des voiles préfabriqués est donné dans le tableau ci-dessous.

**Tableau 3 – Caractéristiques des armatures de liaison au droit du joint**

Dénomination	Notation	Valeur numérique
Diamètre des armatures de liaison au droit du joint	$\phi_j$	8 mm
Nombre d'armatures de liaison au droit du joint		2
Espacement des armatures de liaison au droit du joint	$s_j$	150 mm
Quantité d'armatures de liaison par mètre linéaire	$A_{lj}$	670 mm <sup>2</sup> /ml

Le ferrailage constituant les armatures en U aux abouts des murs à coffrage intégré est précisé dans le tableau ci-dessous.

**Tableau 4 – Armatures de couture aux abouts**

Dénomination	Notation	Valeur numérique
Diamètre des armatures de couture aux abouts	$\phi_{cout}$	8 mm
Espacement des armatures	$s_{cout}$	150 mm
Quantité d'armatures de couture par mètre linéaire de chaque côté du joint	$A_{cout}$	335 mm <sup>2</sup> /ml

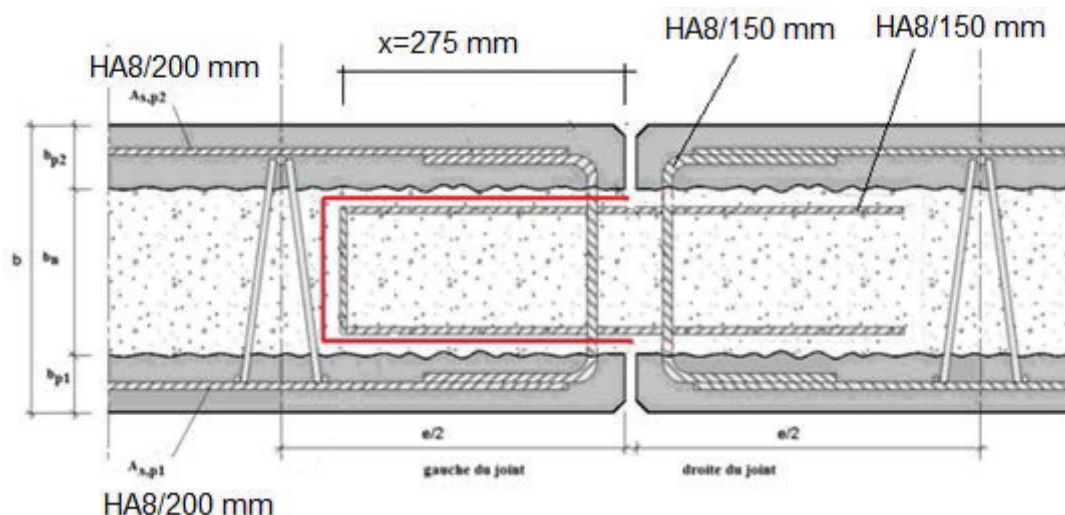


Figure 2 – Ferrailage mis en place au droit du joint pour le mur soumis à des sollicitations notables

Les caractéristiques des bétons sont données dans les tableaux ci-dessous (les différentes valeurs de résistance sont calculées conformément à la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale). Le béton des voiles préfabriqués appartient à la classe C40/50 et le béton du noyau coulé en place appartient à la classe C25/30. Le diamètre maximal des granulats  $D_{max}$  utilisés pour la confection des bétons est de 16 mm. Le coefficient partiel relatif au matériau béton préfabriqué est réduit  $Y_{c,prel}$  et pris égal à 1,35 considérant pour cet exemple que la fabrication des murs à coffrage intégré fait l'objet d'un contrôle de la production en usine évaluée par une tierce partie (certification CSTBat).

Tableau 5 – Caractéristiques du béton des voiles préfabriqués du mur à coffrage intégré

Dénomination	Notation	Valeur numérique
Résistance à la compression du béton	$f_{ck,p}$	40 MPa
Résistance de calcul à la compression du béton	$f_{cd,n}$	29,63 MPa
Valeur moyenne de la résistance à la traction axiale	$f_{ctm,p}$	3,51 MPa
Résistance caractéristique à la traction d'ordre 5 %	$f_{ctk,5\%,p}$	2,46 MPa
Résistance de calcul à la traction	$f_{ctd,p}$	1,82 MPa
Coefficient partiel de sécurité sur le matériau béton préfabriqué	$Y_{c,prel}$	1,35

Tableau 6 – Caractéristiques du béton coulé en place du noyau

Dénomination	Notation	Valeur numérique
Résistance à la compression du béton	$f_{ck,n}$	25 MPa
Résistance de calcul à la compression du béton	$f_{cd,n}$	16,67 MPa
Valeur moyenne de la résistance à la traction axiale	$f_{ctm,n}$	2,56 MPa
Résistance caractéristique à la traction d'ordre 5 %	$f_{ctk,5\%,n}$	1,80 MPa
Résistance de calcul à la traction	$f_{ctd,n}$	1,20 MPa
Coefficient partiel de sécurité sur le matériau béton préfabriqué	$Y_{c,n}$	1,5

### 1.1.2 Chargement appliqué

Le chargement appliqué sur les panneaux est calculé selon l'Annexe I du présent document.

On considère une force  $f$  horizontale linéaire appliquée sur le panneau égale à 150 kN/m.

Le nombre de bielles mobilisables  $n_b$ , en supposant une inclinaison des bielles à  $45^\circ$ , est égal au nombre réel défini de la façon suivante (cf. cas 2 de l'Annexe I) :

$$n_b = \frac{L-h}{h} = \frac{26,2-3,93}{3,93} \approx 5,7$$

L'effort tranchant sollicitant de calcul  $V_{Ed}$  par mètre au droit du joint est égal à :

$$V_{Ed} = \frac{f_h \times L}{n_b \times h} = \frac{150 \times 26,2}{5,7 \times 3,93} = 176 \text{ kN/m}$$

La contrainte de calcul agissant à l'ELU  $v_{Ed}$  est égale à :

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_n} = \frac{176 \times 10^{-3}}{0,095} = 1,86 \text{ MPa}$$

## 1.2 Vérification de la résistance au cisaillement au droit du joint

La contrainte de cisaillement résistante  $v_{min}$  calculée au droit du joint selon l'article 6.2.2 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale est comparée à la contrainte de cisaillement de calcul agissant à l'ELU  $v_{Ed}$  :

$$v_{min} = 0,35 \times f_{ck,n}^{0,5} / \gamma_c = 0,35 \times \sqrt{25} / 1,5 \\ = 1,17 \text{ MPa} < v_{Ed} = 1,86 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement résistante  $v_{min}$  est inférieure à la contrainte de cisaillement de calcul  $v_{Ed}$  agissant à l'ELU : des aciers sont donc nécessaires au droit du joint.

La vérification de la capacité résistante au cisaillement au droit du joint est menée selon l'article 6.2.5 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale, en assimilant la section réduite à une reprise de bétonnage et en prenant les coefficients dépendant de la rugosité de l'interface égaux à 0,50 et 0,9 pour  $c$  et  $\mu$  respectivement.

La valeur de calcul de la contrainte de cisaillement résistante à l'interface  $v_{Rd,i}$  est donnée par :

$$v_{Rd,i} = c f_{ctd,n} + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd,n}$$

Les valeurs de la résistance de calcul en compression et en traction du béton coulé en place sont précisées dans les tableaux précédents.

$f_{yd}$  est la limite d'élasticité de calcul de l'acier égale à  $f_{yk}/\gamma_s$ , soit 435 MPa.

Le coefficient de réduction  $v$  de la résistance du béton du noyau coulé en place est donné par l'expression suivante :

$$v = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck,n}}{250} \right)$$

Les armatures de liaison sont inclinées d'un angle  $\alpha$  égal à  $90^\circ$  par rapport à l'interface considérée.

La quantité d'armatures requise  $A_{sl,rqd}$  pour équilibrer la contrainte de calcul agissant à l'ELU  $v_{Ed}$  est donnée par l'expression ci-après :

$$A_{sl,rqd} = b_n \times 1 \times (v_{Ed} - c f_{ctd,n}) / [f_{yd} \times (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)]$$

$$A_{sl,rqd} = 10^{-4} \times 0,095 \times 1 \times (1,86 - 0,5 \times 1,20) / [435 \times (0,9 \times 1 + 0)] = 3,06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

L'application numérique conduit à une quantité d'armatures de liaison nécessaires égale à  $3,06 \text{ cm}^2/\text{m}$ . La quantité d'armatures de liaison mises en place (2 lits d'armatures par nappe :  $2 \times \text{HA}8/150 \text{ mm}$  soit  $6,70 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) est supérieure à la quantité d'aciers nécessaire calculée.

La quantité d'aciers de liaison au droit du joint est donc vérifiée.

## 1.3 Vérification du monolithisme de la section

### 1.3.1 Recouvrement des armatures

Les armatures de liaison dans le mur à coffrage intégré considéré dans cet exemple sont constitués d'armatures de diamètre 8 mm espacés tous les 150 mm.

On considère que le recouvrement à gauche du joint est réalisé par une barre terminée par une boucle et que le recouvrement à droite du joint est réalisé par des armatures droites.

Le recouvrement des armatures est vérifié conformément à l'article 8.7 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale. Le calcul du recouvrement à gauche et à droite du joint est mené successivement. La longueur de recouvrement retenue pour chacun des côtés du joint est la valeur maximale calculée en considérant successivement la résistance du béton préfabriqué puis celle du béton du noyau coulé en place.

#### • Calcul du recouvrement des armatures droites dans le voile préfabriqué

La longueur de recouvrement de calcul  $l_0$  est donnée par l'expression ci-après :

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$$

Avec  $l_{0,min}$  la longueur de recouvrement minimale donnée par l'expression :

$$l_{0,min} > \max \begin{cases} 200 \text{ mm} \\ 15 \phi_{p1} \\ 0,3 \alpha_6 l_{brqd} \end{cases}$$

Avec  $l_{b,rqd}$  la longueur d'ancrage de référence définie par :

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi_{p1}}{4} \frac{\sigma_{Sd}}{f_{bd,p}}$$

La contrainte de calcul  $\sigma_{Sd}$  dans les aciers n'étant pas connue, nous prendrons  $\sigma_{Sd}$  égale à  $f_{yk}/\gamma_s = 435 \text{ MPa}$

La contrainte ultime d'adhérence  $f_{bd,p}$  dans le béton préfabriqué est égale à :

$$f_{bd,p} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd,p}$$

Les conditions d'adhérence sont bonnes au sens de l'article 8.4.2 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale, soit un coefficient lié aux conditions d'adhérence et à la position des armatures au cours du bétonnage  $\eta_1$  égal à 1. Le coefficient  $\eta_2$  lié au diamètre de la barre à recouvrir est égal à 1 car le diamètre de la barre  $\phi_{p1}$  de l'armature de liaison égal à 8 mm est inférieur à 20 mm.

La contrainte ultime d'adhérence est alors égale à :

$$f_{bd,p} = 2,25 \times 1 \times 1 \times 1,82 = 4,09 \text{ MPa}$$

On en déduit que la longueur d'ancrage de référence est égale à :

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi_{p1}}{4} \times \frac{435}{4,09} = 26,59 \phi_1 = 26,59 \times 8 \approx 210 \text{ mm}$$

On considère que 100 % des barres sont en recouvrement : le coefficient  $\alpha_6$  est pris égal à 1,5.

La longueur de recouvrement minimale est de 20 cm :

$$l_{0,min} > \max \begin{cases} 200 \text{ mm} \\ 15\phi_{p1} = 15 \times 8 = 120 \text{ mm} \\ 0,3 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd} = 0,3 \times 1,5 \times 210 = 94 \text{ mm} \end{cases} = 200 \text{ mm}$$

Les armatures de recouvrement sont droites : le coefficient  $\alpha_1$  est donc pris égal à 1.

Pour une classe d'exposition XC1 ( $a_{e,1,min}$  égale à 15 mm), l'application numérique conduit à une distance nominale libre  $a_{h,1}$  entre l'armature de liaison horizontale disposée au droit du joint et la face intérieure du premier voile préfabriqué égale à 27 mm.

Conformément à la figure 8.3 de la norme NF EN 1992-1-1, pour une barre droite, le coefficient  $c_d$  est égal à :

$$c_d = \min(a/2; c_1; c) \\ c_d = \min(s_{p1}/2; 20) = \min(200/2; 20) = \min(100; 20) \approx 20 \text{ mm}$$

Avec  $a$  l'espacement entre les barres droites dans le voile préfabriqué égal à l'espacement des barres horizontales  $s_{p1}$  et  $c$  l'enrobage de ces armatures par rapport à la face extérieure du voile préfabriqué égal à  $e_1$  (20 mm).

Le coefficient  $\alpha_2$  tenant compte de l'effet de l'enrobage minimal, compris dans l'intervalle [0,7 ; 1] est donné par l'expression ci-après :

$$\alpha_2 = \max(1 - 0,15 \times \frac{c_d - \phi_{p1}}{\phi_{p1}}; 0,7) = \max(1 - 0,15 \times \frac{20 - 8}{8}; 0,7) = 0,78$$

Le coefficient  $\alpha_2$  est donc égal à 0,78.

Les coefficients  $\alpha_3$ ,  $\alpha_4$  et  $\alpha_5$  sont pris égaux à 1.

Pour résumer, les valeurs de  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$ ,  $\alpha_4$ ,  $\alpha_5$  et  $\alpha_6$  sont les suivantes :

Coefficients	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$\alpha_4$	$\alpha_5$	$\alpha_6$
Valeurs numériques	1	0,78	1	1	1	1,5

La longueur de recouvrement de calcul  $l_0$  est donnée par l'expression ci-après :

$$l_0 = 1 \times 0,78 \times 1 \times 1 \times 1,5 \times 210 \approx 250 \text{ mm} \geq l_{0,min} = 200 \text{ mm}$$

Les barres en recouvrement sont éloignées d'une distance plus grande que  $\min(4\phi_{p1}; 50 \text{ mm})$  (égale à 32 mm) ; la longueur de recouvrement est donc majorée de la distance  $d_0$  conformément à l'article 8.7.2 (3) de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale. La distance  $d_0$  entre l'armature de liaison dans le noyau et l'armature du voile préfabriqué est égale à 54 mm.

La longueur de recouvrement calculée pour les armatures droites dans les voiles préfabriqués est donc égale à 30 cm.

#### • Calcul du recouvrement des armatures de liaison dans le noyau coulé sur chantier

Recouvrement à droite du joint : armatures de liaison droite

La longueur de recouvrement de calcul  $l_0$  est donnée par l'expression ci-après :

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$$

Avec  $l_{0,min}$  la longueur de recouvrement minimale donnée par l'expression :

$$l_{0,min} > \max \begin{cases} 200 \text{ mm} \\ 15\phi_l \\ 0,3\alpha_6 l_{brqd} \end{cases}$$

Avec  $l_{b,rqd}$  la longueur d'ancrage de référence définie par :

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd,n}}$$

La contrainte de calcul  $\sigma_{sd}$  dans les aciers n'étant pas connue, nous prendrons  $\sigma_{sd}$  égale à  $f_{yd}$  ( $f_{yk}/Y_s = 435 \text{ MPa}$ ).

La contrainte ultime d'adhérence  $f_{bd,n}$  dans le béton du noyau coulé en place est égale à :

$$f_{bd,n} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd,n}$$

Les conditions d'adhérence sont bonnes au sens de l'article 8.4.2 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale, soit un coefficient lié aux conditions d'adhérence et à la position des armatures au cours du bétonnage  $\eta_1$  égal à 1. Le coefficient  $\eta_2$  lié au diamètre de la barre à recouvrir est égal à 1 car le diamètre de la barre  $\phi_l$  de l'armature de liaison égal à 8 mm est inférieur à 20 mm.

La contrainte ultime d'adhérence dans le béton du noyau coulé en place est ainsi égale à :

$$f_{bd,n} = 2,25 \times 1 \times 1 \times 1,20 = 2,69 \text{ MPa}$$

On en déduit que la longueur d'ancrage de référence vaut :

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi_l}{4} \times \frac{435}{2,69} = 40,42 \phi_l = 40,42 \times 8 \approx 320 \text{ mm}$$

On considère que 100 % des barres sont en recouvrement : le coefficient  $\alpha_6$  est pris égal à 1,5.

La longueur de recouvrement minimale est de 20 cm :

$$l_{0,min} > \max \begin{cases} 200 \text{ mm} \\ 15 \phi_l = 15 \times 8 = 120 \text{ mm} \\ 0,3 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd} = 0,3 \times 1,5 \times 320 = 144 \text{ mm} \end{cases} = 200 \text{ mm}$$



Les armatures de liaison dans le noyau coulé en place sont droites : le coefficient  $\alpha_1$  est donc pris égal à 1.

La distance nominale libre  $a_{h1}$  entre l'armature de liaison horizontale droite disposée au droit du joint et la face intérieure du premier voile préfabriqué est égale à :

$$a_{h1} = \max(25 \text{ mm}; 1,7 \times D_{\max}) + a_{e,1,\min} - 15 \text{ mm}$$

Pour une classe d'exposition XC1 ( $a_{e,1,\min}$  égale à 15 mm), l'application numérique conduit à une distance nominale libre  $a_{h1}$  entre l'armature de liaison horizontale disposée au droit du joint et la face intérieure du premier voile préfabriqué égale à :

$$a_{h1} = \max(25; 1,7 \times 16) + 15 - 15 = 27 \text{ mm}$$

Conformément à la figure 8.3 de la norme NF EN 1992-1-1, pour une barre droite, le coefficient  $c_d$  est égal à :

$$c_d = \min(a/2; c; c)$$

$$c_d = \min(s/2; a_{h1} + b_{p1}) = \min(150/2; 27 + 55) = \min(75; 82) \approx 75 \text{ mm}$$

Avec  $a$  l'espacement entre les barres droite égal à l'espacement des barres de liaison  $s_1$  et  $c$  l'enrobage de ces armatures par rapport à la face extérieure du voile préfabriqué.

Le coefficient  $\alpha_2$  tenant compte de l'effet de l'enrobage minimal, compris dans l'intervalle  $[0,7; 1]$  est donné par l'expression ci-après :

$$\alpha_2 = \max(1 - 0,15 \times \frac{c_d - \phi}{\phi}; 0,7) = \max(1 - 0,15 \times \frac{75 - 8}{8}; 0,7) = 0,7$$

Le coefficient  $\alpha_2$  est donc égal à 0,7.

Les coefficients  $\alpha_3$ ,  $\alpha_4$  et  $\alpha_5$  sont pris égaux à 1.

Pour résumer, les valeurs de  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$ ,  $\alpha_4$ ,  $\alpha_5$  et  $\alpha_6$  sont les suivantes :

Coefficients	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$\alpha_4$	$\alpha_5$	$\alpha_6$
Valeurs numériques	1	0,7	1	1	1	1,5

La longueur de recouvrement de calcul  $l_0$  est donnée par l'expression ci-après :

$$l_0 = 1 \times 0,7 \times 1 \times 1 \times 1,5 \times 320 \approx 340 \text{ mm} \geq l_{0,\min} = 200 \text{ mm}$$

Les barres en recouvrement sont éloignées d'une distance plus grande que  $\min(4\phi_1; 50 \text{ mm})$  (égale à 32 mm) ; la longueur de recouvrement doit donc être majorée de la distance  $d_0$  conformément à l'article 8.7.2 (3) de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale.

La distance  $d_0$  entre l'armature de liaison dans le noyau et l'armature du voile préfabriqué est égale à :

$$d_0 = a_{h1} + b_{p1} - e_1 - \phi_{p1} = 27 + 55 - 20 - 8 = 54 \text{ mm}$$

La longueur de recouvrement des armatures de liaison droites ainsi calculée au droit du noyau en béton coulé en place est donc égale à 39 cm.

#### • Recouvrement à gauche du joint : armatures de liaison terminées par une boucle

La longueur de recouvrement de calcul  $l_0$  est donnée par l'expression ci-après :

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,\min}$$

Avec  $l_{0,\min}$  la longueur de recouvrement minimale donnée par l'expression :

$$l_{0,\min} > \max \begin{cases} 200 \text{ mm} \\ 15\phi_1 \\ 0,3 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd} \end{cases}$$

Avec  $l_{b,rqd}$  la longueur d'ancrage de référence définie par :

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi_l \sigma_{Sd}}{4 f_{bd,n}}$$

La contrainte de calcul  $\sigma_{Sd}$  dans les aciers n'étant pas connue, nous prendrons  $\sigma_{Sd}$  égale à  $f_{yd}$  ( $f_{yk}/\gamma_s = 435 \text{ MPa}$ ).

La contrainte ultime d'adhérence  $f_{bd,n}$  dans le béton préfabriqué est égale à :

$$f_{bd,n} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd,n}$$

Les conditions d'adhérence sont bonnes au sens de l'article 8.4.2 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale, soit un coefficient lié aux conditions d'adhérence et à la position des armatures au cours du bétonnage  $\eta_1$  égal à 1. Le coefficient  $\eta_2$  lié au diamètre de la barre à recouvrir est égal à 1 car le diamètre de la barre  $\phi_1$  de l'armature de liaison égal à 6 mm est inférieur à 20 mm.

La contrainte ultime d'adhérence dans le béton du noyau coulé en place est donc égale à :

$$f_{bd,n} = 2,25 \times 1 \times 1 \times 1,20 = 2,69 \text{ MPa}$$

On en déduit que la longueur d'ancrage de référence est égale à :

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi_l}{4} \times \frac{435}{2,69} = 40,42\phi_l = 40,42 \times 8 \approx 320 \text{ mm}$$

On considère que 100 % des barres sont en recouvrement : le coefficient  $\alpha_6$  est pris égal à 1,5.

La longueur de recouvrement minimale est de 20 cm :

$$l_{0,\min} > \max \begin{cases} 200 \text{ mm} \\ 15\phi_1 = 15 \times 8 = 120 \text{ mm} \\ 0,3 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd} = 0,3 \times 1,5 \times 320 = 144 \text{ mm} \end{cases} = 200 \text{ mm}$$

Les armatures de liaison dans le noyau coulé en place sont terminées par une boucle : le coefficient  $\alpha_1$  est donné par l'expression suivante :

$$\alpha_1 = 0,7 \quad \text{si } c_d > 3\phi_1$$

$$\alpha_1 = 1 \quad \text{sinon}$$



Le coefficient  $c_d$  est égal à l'enrobage de l'armature de liaison terminée par une boucle, soit de 82 mm ( $a_{h1} + b_{p1}$ ) supérieur à 24 mm. Le coefficient  $\alpha_1$  est donc égal à 0,7.

Le coefficient  $\alpha_2$  est égal à :

$$\alpha_2 = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 0,7 \\ 1 - 0,15 \times \frac{c_d - 3\phi_l}{\phi_l} \end{array} \right\} \end{array} \right. = 0,7$$

Les coefficients  $\alpha_3$ ,  $\alpha_4$  et  $\alpha_5$  sont pris égaux à 1.

Pour résumer, les valeurs de  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$ ,  $\alpha_4$ ,  $\alpha_5$  et  $\alpha_6$  sont les suivantes :

Coefficients	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$\alpha_4$	$\alpha_5$	$\alpha_6$
Valeurs numériques	0,7	0,7	1	1	1	1,5

La longueur de recouvrement de calcul  $l_0$  est donnée par l'expression ci-après :

$$l_0 = 0,7 \times 0,7 \times 1 \times 1 \times 1,5 \times 320 \approx 240 \text{ mm} \geq l_{0,min} = 200 \text{ mm}$$

Les barres en recouvrement sont éloignées d'une distance plus grande que  $\min(4\phi_{p1}; 50 \text{ mm})$  (égale à 32 mm) ; la longueur de recouvrement est donc majorée de la distance  $d_0$  conformément à l'article 8.7.2 (3) de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale. La distance  $d_0$  entre l'armature de liaison dans le noyau et l'armature du voile préfabriqué est égale à 54 mm.

La longueur de recouvrement calculée dans le cas d'armatures de liaison terminées par une boucle est donc égale à 29 cm.

#### • Récapitulatif des longueurs de recouvrement

Le *Tableau 7* présente un récapitulatif avec les longueurs de recouvrement calculées et retenues à gauche et à droite du joint.

**Tableau 7 – Récapitulatif des longueurs de recouvrement calculées et retenues à gauche et à droite du joint.**

	À gauche du joint (armature de liaison coudée)	À droite du joint (armature de liaison droite)
Longueur de recouvrement des armatures du voile préfabriqué	30 cm	30 cm
Longueur de recouvrement des armatures de liaison	29 cm	39 cm
Longueur de recouvrement minimale ( $l_{0,min}$ [Eq. 8.11 NF EN 1992-1-1] + $d_0$ )	$20 + 5,4 = 25,4 \text{ cm}$	$20 + 5,4 = 25,4 \text{ cm}$
Longueur de recouvrement calculée (taux de travail des armatures de 100 %) $\max(l_{0,préfa}; l_{0,noyau})$	30 cm	39 cm
Longueur de recouvrement retenue (correspond à une section d'armatures effective de $4,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$ )	25,5 cm	26 cm (Nota)
Distance x entre l'extrémité de l'armature dans le noyau et l'about du voile préfabriqué	$25,5 + 2 = 27,5 \text{ cm}$	$26 + 2 = 28 \text{ cm}$ (Nota)

Sous l'hypothèse de calcul retenue ( $x$  égale à 27,5 cm), la longueur de l'armature de liaison disponible à gauche du joint est donc égale à 25,5 cm pour tenir compte de l'enrobage de 20 mm des armatures dans le voile préfabriqué (*Figure 1*). Avec cette longueur de 25,5 cm, le taux de travail de l'armature de liaison est donc égale à  $(255 - 54)/(290 - 54) \times 100 = 85 \%$ . La section d'armatures de liaison effective est donc égale à  $85 \% \times 6,70 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . De même, avec cette longueur de 25,5 cm, le taux de travail de l'armature dans le voile préfabriqué est donc égal à  $(255 - 54)/(300 - 54) \times 100 = 82 \%$ . La section d'armatures effective dans les voiles préfabriqués est donc égale à  $82 \% \times 2 \times 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$  et est supérieure à  $3,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$  calculée en *Annexe II, paragraphe 2.2*.

**Nota :** compte-tenu que la section d'armatures effective calculée dans le mur à coffrage intégré est de  $4,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , la longueur de recouvrement à droite calculée (39 cm) pour un taux de travail de 100 % des armatures de liaison ( $6,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ) peut être réduite de la façon suivante :

$$\frac{4,12}{6,70} \times (390 - 54) + 54 = 260 \text{ mm}$$

La distance  $x$  correspondant entre l'extrémité de l'armature et l'about du voile préfabriqué est donc égale à droite du joint à 260 mm + 20 mm d'enrobage = 280 mm.

### 1.3.2 Vérification de la liaison avec ou sans couture aux abouts

Dans ce qui suit, les vérifications au cisaillement sont réalisées en considérant l'hypothèse suivante : les valeurs des deux coefficients  $c$  et  $\mu$  dépendant de la rugosité de l'interface correspondent au cas d'une surface de reprise de type « lisse » au sens de l'article 6.2.5 de la norme NF EN 1992-1-1, soit  $c$  égale à 0,18 (avec la minoration suivante : 0,20/1,1) et  $\mu$  égal à 0,6.

**Nota 1** : le terme surface lisse, au sens de l'article 6.2.5 de la norme NF EN 1992-1-1, peut désigner soit une surface réalisée à l'aide de coffrages glissants, soit une surface extrudée ou soit une surface non coffrée laissée sans traitement ultérieur après vibration.

Les coefficients  $c$  et  $\mu$  sont présentés dans le *Tableau 8* pour les combinaisons d'actions en situation durables ou transitoires (fondamentales) au sens de l'article 6.4.3.2 et de l'annexe A1 de la norme NF EN 1990.

**Tableau 8 : valeurs des coefficients  $c$  et  $\mu$**

Combinaisons à ELU	Situations durables ou transitoires
$c$	0,18
$\mu$	0,6

Nous rappelons que dans le cas le plus courant où des armatures de couture sont réalisées avec des U aux abouts et que les sections d'armatures sont donc identiques sur les deux plans de couture, les efforts résistants sont déterminés par l'expression ci-après (1.1.1.8) :

$$v_{Rd,j} = c \times f_{ctd,n} + \mu \times \sigma_n + \rho \times f_{yd} \times (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \times v \times f_{cd,n}$$

Avec :

$f_{ctd,n}$  la résistance de calcul en traction du béton du noyau ;

$f_{yd}$  la limite d'élasticité de calcul de l'acier de béton armé ;

$\rho$  le pourcentage d'armatures  $A_{cout}$  traversant l'interface voile préfabriqué/noyau coulé en place sur la distance  $x$  ;

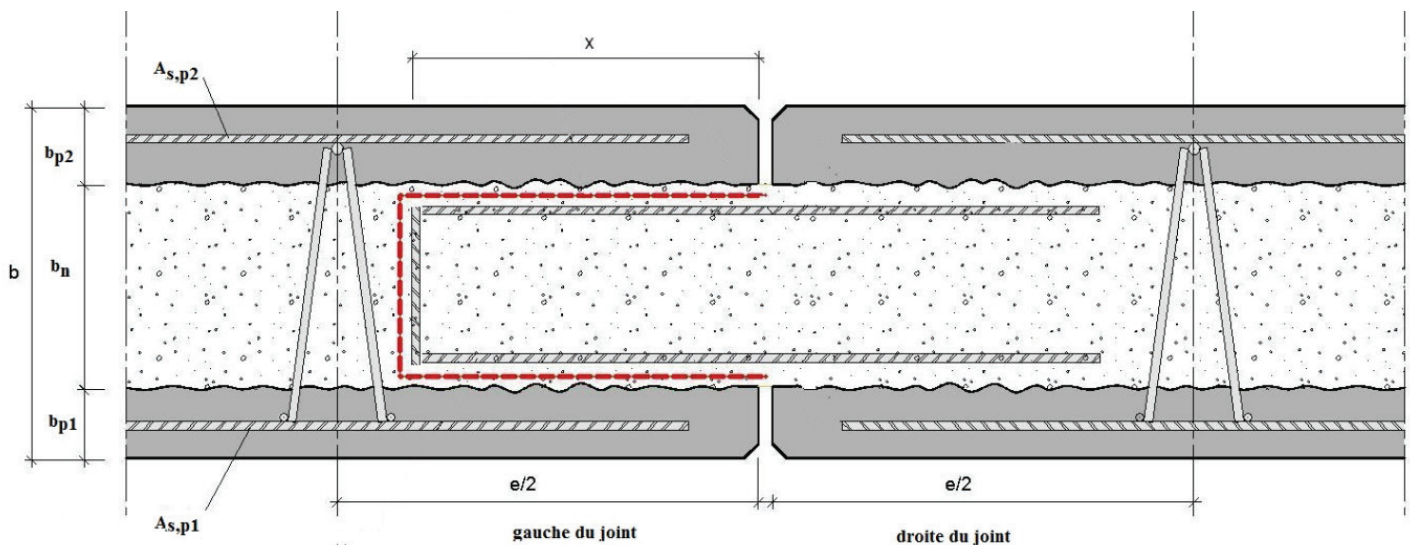
$x$  la distance de l'extrémité de l'armature de liaison à l'about du voile préfabriqué ;

$\alpha$  l'angle d'inclinaison de l'armature de couture par rapport au contour de liaison (90°).

Nous examinons successivement les deux cas suivants, en considérant le côté gauche du joint avec le recouvrement réalisé par une barre terminée par une boucle :

- liaison sans couture aux abouts ;
- liaison avec couture aux abouts : armatures de diamètre 8 mm, espacés tous les 150 mm.
- **Cas 1 : liaison sans couture aux abouts et armatures de liaison terminées par une boucle à gauche du joint**

Le schéma de liaison sans couture des abouts est présenté sur la *Figure 3*. Les caractéristiques du béton, des aciers et du mur à coffrage intégré ont été précisées dans les paragraphes précédents.



**Figure 3 – Liaison sans couture des abouts (en pointillé, le contour de liaison à gauche du joint)**

La contrainte normale à l'interface  $\sigma_n$  est nulle.  
Compte-tenu des hypothèses de calcul retenues, l'équation de l'effort tranchant résistant de calcul se réduit à l'expression suivante :

$$V_{Rd} = (c f_{ctd,n} \times 2x) \times 1$$

Pour les calculs, nous avons pris la distance x égale à 27,5 cm.  
Le *Tableau 9* présente les résultats de l'application numérique de l'effort tranchant résistant de calcul  $V_{Rd,j}$  au droit du joint dans le cas d'une liaison sans couture aux abouts et dans le cas de situations durables ou transitoires.

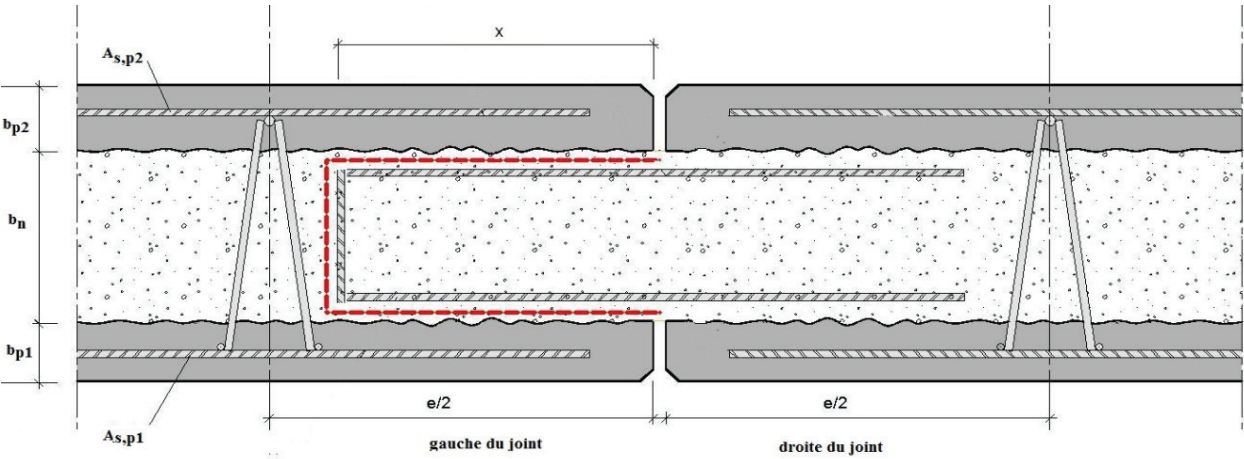
**Tableau 9 – Effort tranchant résistant de calcul dans le cas d'une liaison sans couture aux abouts**

	Situations durables ou transitoires
$(c f_{ctd,n}) \cdot 2x$	132 kN/ml
$\mu \cdot \sigma_n \cdot 2x$	0
$\mu \cdot p \cdot f_{yd} \cdot 2x$	0
$V_{Rd,j}$	132 kN/ml

L'effort tranchant résistant de calcul dans le cas d'une liaison sans couture aux abouts (égal à 132 kN/m) est inférieur à l'effort tranchant sollicitant de calcul (égal à 176 kN/m) : des armatures de couture aux abouts sont donc nécessaires.

- **Cas 2 : liaison avec couture aux abouts et armatures de liaison terminées par une boucle à gauche du joint**

Le schéma de liaison avec coutures aux abouts est présenté sur la Figure 4. Les caractéristiques du béton, des aciers et du mur à coffrage intégré sont présentées dans les paragraphes précédents.



**Figure 4 – Liaison avec couture des abouts (en pointillé, le périmètre de liaison à gauche du joint)**

La contrainte normale à l'interface  $\sigma_n$  est nulle.  
Le pourcentage  $p$  d'armatures  $A_{cout}$  traversant l'interface voile préfabriqué/noyau coulé en place sur la distance  $x$  est égal à 0,122 %.

Le *Tableau 10* présente les résultats du calcul de l'effort tranchant résistant de calcul dans le cas d'une liaison avec couture aux abouts, pour des situations durables ou transitoires.

**Tableau 10 – Effort tranchant résistant de calcul dans le cas d'une liaison avec couture aux abouts**

	Situations durables ou transitoires
$(c f_{ctd,n}) \cdot 2x$	132 kN/ml
$\mu \cdot \sigma_n \cdot 2x$	0
$\mu \cdot p \cdot f_{yd} \cdot 2x$	175 kN/ml
$V_{Rd,j}$	307 kN/ml

L'effort tranchant résistant dans la situation de calcul durable ou transitoire (307 kN/m) est supérieur à l'effort tranchant sollicitant de calcul (176 kN/m). La couture aux abouts avec des armatures de diamètre 8 mm tous les 15 cm est donc vérifiée.

## 2. Mur à coffrage intégré avec dispositions d'armatures minimales

On s'intéresse dans cette seconde partie à un mur faiblement armé d'épaisseur inférieure à 25 cm. La vérification de la liaison est menée en partie intermédiaire du panneau. Le ferrailage horizontal de la liaison au droit du joint doit constituer au minimum une armature de peau de 0,96 cm<sup>2</sup> par mètre linéaire, avec un espacement maximal de 0,33 m, au sens de l'article 9.6.3 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale.

## 2.1 Données du calcul

### 2.1.1 Caractéristiques du mur à coffrage intégré

Les caractéristiques des voiles préfabriqués sont données dans le tableau ci-dessous. Le ferrailage horizontal des voiles préfabriqués est donné dans le tableau ci-dessous et sur la *Figure 5*. Le ferrailage horizontal au droit des joints des voiles préfabriqués est donné dans le *Tableau 13*.

**Tableau 11 – Dimensions du panneau**

Dénomination	Notation	Valeur numérique
Épaisseur du premier voile préfabriqué	$b_{p1}$	55 mm
Épaisseur du second voile préfabriqué	$b_{p2}$	50 mm
Épaisseur du noyau	$b_n$	95 mm
Épaisseur totale	$b$	200 mm
Longueur des panneaux	$L$	26,2 m
Hauteur des panneaux	$h$	3,93 m

**Tableau 12 – Caractéristiques des armatures dans les voiles préfabriqués**

Dénomination	Notation	Valeur numérique
Diamètre et espacement des armatures du premier voile préfabriqué	$\phi_{p1}/s_{p1}$	6 mm/240 mm
Quantité d'armatures dans le voile préfabriqué	$A_{p1}$	118 mm <sup>2</sup> /ml
Enrobage des armatures perpendiculaire au treillis raidisseur, du 1 <sup>er</sup> voile préfabriqué	$e_1$	20 mm

**Tableau 13 – Caractéristiques des armatures de liaison au droit du joint**

Dénomination	Notation	Valeur numérique
Diamètre des armatures de liaison au droit du joint	$\phi_l$	6 mm
Nombre d'armatures de liaison au droit du joint		2
Espacement des armatures de liaison au droit du joint	$s_l$	240 mm
Quantité d'armatures de liaison par mètre linéaire	$A_{lj}$	236 mm <sup>2</sup> /ml

Le ferrailage constituant les armatures en U aux abouts des murs à coffrage intégré est précisé dans le tableau ci-dessous si elles sont nécessaires pour assurer la capacité résistante de la liaison.

**Tableau 14 – Armatures de couture aux abouts si nécessaire**

Dénomination	Notation	Valeur numérique
Diamètre des armatures de couture aux abouts	$\phi_{cout}$	6 mm
Espacement des armatures	$s_{cout}$	240 mm
Quantité d'armatures de couture par mètre linéaire de chaque côté du joint	$A_{cout}$	118 mm <sup>2</sup> /ml

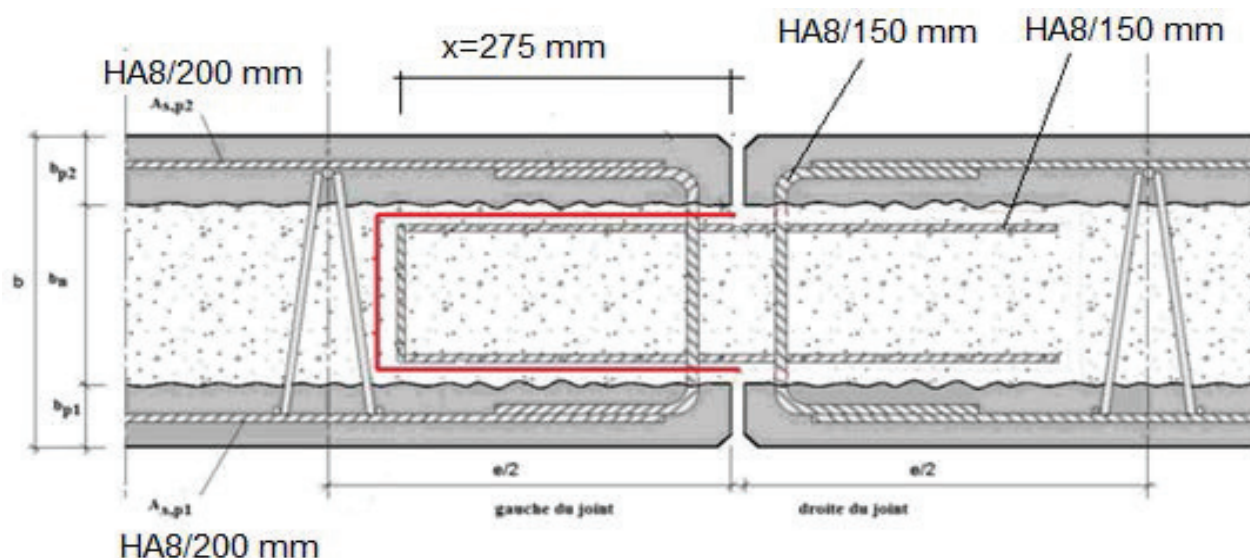


Figure 5 – Ferrailage mis en place au droit du joint pour le mur avec dispositions d'armatures minimales

Les caractéristiques des bétons sont données dans les tableaux ci-dessous (les différentes valeurs de résistance sont calculées conformément à la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale). Le béton des voiles préfabriqués appartient à la classe C40/50 et le béton du noyau coulé en place appartient à la classe C25/30. Le diamètre maximal des granulats  $D_{max}$  utilisés pour la confection des bétons est de 16 mm. Le coefficient partiel relatif au matériau béton préfabriqué est réduit  $\gamma_{c,prel}$  et pris égal à 1,35 puisque les voiles préfabriqués des murs à coffrage intégré sont associés à un système d'assurance de la qualité et à une attestation de conformité, au sens de l'Annexe A de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale.

Tableau 15 – Caractéristiques du béton des voiles préfabriqués du mur à coffrage intégré

Dénomination	Notation	Valeur numérique
Résistance à la compression du béton	$f_{ck,p}$	40 MPa
Résistance de calcul à la compression du béton	$f_{cd,n}$	29,63 MPa
Valeur moyenne de la résistance à la traction axiale	$f_{ctm,p}$	3,51 MPa
Résistance caractéristique à la traction d'ordre 5 %	$f_{ctk,5\%,p}$	2,46 MPa
Résistance de calcul à la traction	$f_{ctd,p}$	1,82 MPa
Coefficient partiel de sécurité sur le matériau béton préfabriqué	$\gamma_{c,prel}$	1,35

Tableau 16 – Caractéristiques du béton coulé en place du noyau

Dénomination	Notation	Valeur numérique
Résistance à la compression du béton	$f_{ck,n}$	25 MPa
Résistance de calcul à la compression du béton	$f_{cd,n}$	16,67 MPa
Valeur moyenne de la résistance à la traction axiale	$f_{ctm,n}$	2,56 MPa
Résistance caractéristique à la traction d'ordre 5 %	$f_{ctk,5\%,n}$	1,80 MPa
Résistance de calcul à la traction	$f_{ctd,n}$	1,20 MPa
Coefficient partiel de sécurité sur le matériau béton préfabriqué	$\gamma_{c,n}$	1,5



## 2.2 Vérification du monolithisme de la section

### 2.2.1 Recouvrement des armatures

Les armatures de liaison dans le mur à coffrage intégré considéré dans cet exemple sont constituées d'armatures de diamètre 6 mm espacées tous les 240 mm.

On considère que le recouvrement à gauche du joint est réalisé par une barre terminée par une boucle et que le recouvrement à droite du joint est réalisé par des armatures droites (comme dans la partie concernant les murs soumis à des sollicitations notables).

Le recouvrement des armatures est vérifié conformément à l'article 8.7 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale. Le calcul du recouvrement à gauche et à droite du joint est mené successivement. La longueur de recouvrement retenue pour chacun des côtés du joint est la valeur maximale calculée en considérant successivement les armatures dans le béton du voile préfabriqué puis celles dans le béton du noyau coulé en place.

Les calculs de recouvrement sont menés de la même manière que dans le cas des murs soumis à des sollicitations notables.

La quantité d'armatures de liaison mises en place (2,36 cm<sup>2</sup>/ml) est supérieure à la quantité minimale requise (0,96 cm<sup>2</sup>/ml) travaillant à la contrainte de calcul  $\sigma_{sd}$  (égale à  $f_{yd}$ ), on prendra alors, pour le calcul de la longueur d'ancrage de référence, une contrainte de calcul dans les armatures de liaison égale à :  $A_{lj,min} \times f_{yd} / A_{lj} = 177$  MPa. De même, la quantité d'armatures dans le mur à coffrage intégré (2 x 1,18 cm<sup>2</sup>/ml) est supérieure à la quantité minimale requise, on prendra alors, pour le calcul de la longueur d'ancrage de référence, une contrainte de calcul dans les armatures du voile préfabriqué égale à :  $A_{lj,min} \times f_{yd} / (A_{p1} + A_{p2}) = 177$  MPa.

Les armatures en recouvrement sont séparées d'une distance  $d_0$  égale à 56 mm supérieure à  $\min(4\phi ; 50 \text{ mm}) = 24 \text{ mm}$ . Les longueurs de recouvrement calculées présentées dans le Tableau 9 sont donc majorées de la distance  $d_0$  conformément à l'article 8.7.2 (3) de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale.

On retient une longueur de recouvrement de 25,5 cm identique au cas précédent.

Le Tableau 17 présente un récapitulatif des longueurs de recouvrement calculées et retenues à gauche et à droite du joint.

### 2.2.2 Vérification de la liaison avec ou sans couture aux abouts

Les calculs sont menés avec les mêmes hypothèses de calcul que dans le cas des murs soumis à des sollicitations notables. Nous examinons tout d'abord le cas de la liaison sans couture aux abouts.

Le schéma de liaison sans couture des abouts est présenté sur la Figure 5. Les caractéristiques du béton, des sections d'armatures et du mur à coffrage intégré ont été précisées dans les paragraphes précédents.

Compte-tenu des hypothèses de calcul retenues, l'équation de l'effort tranchant résistant de calcul se réduit à l'expression suivante :

$$V_{Rd} = (c f_{ctd,n} \times 2x) \times 1$$

Pour les calculs, nous avons pris une distance  $x$  égale à 27,5 cm ( $\approx 27,6 \text{ cm}$ ).

Le Tableau 18 présente les résultats de l'application numérique de l'effort tranchant résistant de calcul au droit du joint  $V_{Rd,j}$  dans le cas d'une liaison sans couture aux abouts et dans le cas de situations durables ou transitoires.

**Tableau 18 – Effort tranchant résistant de calcul dans le cas d'une liaison sans couture aux abouts pour un mur avec dispositions d'armatures minimales**

	Situations durables ou transitoires
$(c f_{ctd,n}) \cdot 2x$	132 kN/ml
$\mu \cdot \sigma_n \cdot 2x$	0
$\mu \cdot \rho \cdot f_{yd} \cdot 2x$	0
$V_{Rd,j}$	132 kN/ml

L'effort tranchant résistant de calcul dans le cas d'une liaison sans couture aux abouts pour des cas de situations durables ou transitoires est égal à 132 kN/m.

Par ailleurs, la section d'armatures minimales de liaison  $A_{lj,min}$  de 0,96 cm<sup>2</sup>/ml, mises en place au droit du joint, reprend :

$$A_{lj,min} \times \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \times 10^3 = 0,96 \times 10^{-4} \times \frac{500}{1,15} \times 10^3 = 41,70 \text{ kN/m} \leq 132 \text{ kN/m}$$

L'effort tranchant résistant de calcul dans le cas d'une liaison sans couture aux abouts pour des cas de situations durables ou transitoires est donc suffisant. Des armatures de couture aux abouts ne sont pas nécessaires.

**Tableau 17 – Récapitulatif des longueurs de recouvrement calculées à gauche et à droite du joint**

	À gauche du joint (barre coudée)	À droite du joint (barre droite)
Longueur de recouvrement des armatures du voile préfabriqué	12	12
Longueur de recouvrement des armatures de liaison	13	16
Longueur de recouvrement calculée $\max(l_{0,préfa} ; l_{0,noyau})$	$\max(12 \text{ cm} ; 13 \text{ cm}) = 13 \text{ cm}$	$\max(12 \text{ cm} ; 16 \text{ cm}) = 16 \text{ cm}$
Longueur de recouvrement minimale $(l_{0,min} [\text{Eq. 8.11 NF EN 1992-1-1}] + d_0)$	$20 + 5,6 = 25,6 \text{ cm}$	$20 + 5,6 = 25,6 \text{ cm}$
Longueur de recouvrement retenue	25,6 cm	25,6 cm



## Annexe III

### Exemples de calcul du pourcentage d'armatures transversales $\rho_\alpha$ transversales du plan de reprise dans le sens longitudinal

Cette annexe décrit à titre d'illustration, la détermination des pourcentages  $\rho_\alpha$  et  $\rho_{\alpha'}$  des armatures transversales ancrées de part et d'autre du plan de reprise suivant l'angle d'inclinaison  $\alpha$  ou  $\alpha'$  dans le sens longitudinal, pour deux types de treillis raidisseurs courants de section triangulaire : type treillis Warren et avec double sinusoïde.

#### • Cas 1 : treillis raidisseurs courants de section triangulaire, type treillis Warren

Le treillis raidisseur étudié est représenté sur la figure ci-dessous.

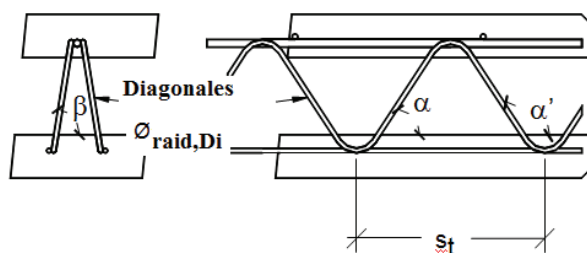


Figure 1 – Treillis raidisseur de section triangulaire, type treillis Warren

Les pourcentages d'armatures transversales  $\rho_\alpha$  et  $\rho_{\alpha'}$  traversant l'interface du plan de reprise dans le sens longitudinal sont donnés par l'expression ci-après :

$$\rho_\alpha = \rho_{\alpha'} = \frac{2 \times A_{\text{raid,Di}} \times \sin \beta}{s_t \times e}$$

Les caractéristiques du treillis sont présentées dans le Tableau 1.

Tableau 1 – Caractéristiques dimensionnelles du treillis raidisseur type treillis Warren

Désignation	Notation	Valeurs numériques
Section d'une diagonale	$A_{\text{raid,Di}}$	0,1963 cm <sup>2</sup>
Espacement des treillis raidisseurs	e	60 cm
Pas de la sinusoïde	$s_t$	20 cm
Inclinaison des diagonales du treillis raidisseur	$\beta$	86°
	$\sin(\beta)$	0,997

Le pourcentage d'armatures  $\rho_\alpha$  et  $\rho_{\alpha'}$  des armatures transversales ancrées de part et d'autre du plan de reprise suivant l'angle  $\alpha$  ou  $\alpha'$  dans le sens longitudinal est égal à :

$$\rho_\alpha = \rho_{\alpha'} = \frac{2 \times 0,1963 \times 0,997}{20 \times 60}$$

On obtient des pourcentages d'armatures transversales  $\rho_\alpha$  et  $\rho_{\alpha'}$  ancrées de part et d'autre du plan de reprise suivant l'angle  $\alpha$  ou  $\alpha'$  dans le plan longitudinal de 0,0326 %.

#### • Cas 2 : treillis raidisseurs courants de section triangulaire avec double sinusoïde

Le treillis raidisseur étudié est représenté sur la Figure 2.

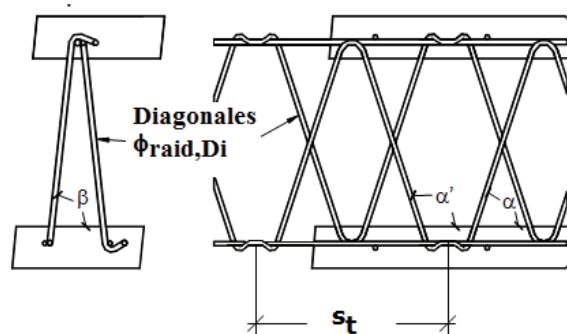


Figure 2 – Treillis raidisseur de section triangulaire avec double sinusoïde

Les caractéristiques du treillis raidisseur sont présentées dans le Tableau 2.

Tableau 2 – Caractéristiques dimensionnelles du treillis de section triangulaire avec double sinusoïde

Désignation	Notation	Valeurs numériques
Section d'une diagonale du treillis raidisseur	$A_{\text{raid,Di}}$	0,2860 cm <sup>2</sup>
Espacement des treillis raidisseurs	e	60 cm
Pas de la sinusoïde	$s_t$	30 cm
Inclinaison des diagonales du treillis raidisseur	$\beta$	86°
	$\sin(\beta)$	0,997

Le pourcentage d'armatures  $\rho_\alpha$  et  $\rho_{\alpha'}$  des armatures transversales ancrées de part et d'autre du plan de reprise suivant l'angle  $\alpha$  ou  $\alpha'$  dans le sens longitudinal est défini par l'expression suivante :

$$\rho_\alpha = \rho_{\alpha'} = \frac{2 A_{\text{raid,Di}} \times \sin \beta}{s_t \times e}$$

On obtient des pourcentages d'armatures transversales  $\rho_\alpha$  et  $\rho_{\alpha'}$  ancrées de part et d'autre du plan de reprise suivant l'angle  $\alpha$  ou  $\alpha'$  dans le sens longitudinal de 0,0313 %.

## Annexe IV

### Principe et exemple de calcul de la contrainte de cisaillement limite $\tau_{Ed,lim}$ à l'interface entre le béton des voiles préfabriqués et le béton coulé en place du noyau

La valeur limite de calcul de la contrainte de cisaillement notée  $\tau_{Ed,lim}$  à l'interface entre le béton des voiles préfabriqués et le béton coulé en place du noyau est donnée par l'expression ci-après :

$$\tau_{Ed,lim} = \min \max \begin{cases} v_{Rdi} = c f_{ctd,n} + \rho_a f_t (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) + \rho_{a'} f_t' (\mu \sin \alpha' + \cos \alpha') \\ v_{Rd,max} = 0,5 v f_{cd,n} \end{cases}$$

Avec :

$f_{cd,n}$  la valeur de calcul de la résistance en compression du béton de remplissage du noyau telle que définie à l'article 3.1.6 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA ;

$f_{ctd,n}$  la valeur de la résistance de calcul en traction du béton de remplissage du noyau telle que définie à l'article 3.1.6 de la norme NF EN 1991-1-1 et son Annexe nationale NF EN 1991-1-1/NA ;

$f_t$  la contrainte mobilisable au niveau du plan de cisaillement oblique telle que :

$$f_t = \min (R_{e,Di} / \gamma_s ; F_W / (A_{Di} \cdot \gamma_s)) ;$$

$R_{e,Di}$  la limite apparente d'élasticité des aciers ;

$F_W$  la résistance garantie des soudures des sinusoïdes sur les armatures longitudinales du treillis raidisseur ;

$A_{Di}$  est la section d'une diagonale du treillis raidisseur ;

$v$  est un coefficient de réduction de la résistance du béton défini de la manière suivante :

$$v = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck,n}}{250} \right)$$

Les coefficients  $c$  et  $\mu$  dépendant de la rugosité de l'interface entre le béton des voiles préfabriqués et le béton du noyau coulé en place sont définis à l'article 6.2.5 de la norme NF EN 1992-1-1. Sauf prescriptions particulières définies, les surfaces seront classées en lisse avec  $c$  égal à 0,20 et  $\mu$  égal à 0,6. Les valeurs de  $c$  et  $\mu$  sont celles de l'article 6.2.5 de la norme NF EN 1992-1-1 dans le cas d'une surface de reprise lisse  $c = 0,20$ . Sous charges dynamiques ou de fatigue, il convient de diviser par deux les valeurs du coefficient  $c$ , conformément à l'article 6.2.5 (5).

$\alpha$  et  $\alpha'$  sont les inclinaisons des diagonales des treillis raidisseurs par rapport au plan de reprise dans le sens longitudinal ;

$\rho_a$  et  $\rho_{a'}$  sont les pourcentages des armatures transversales ancrées de part et d'autre du plan de reprise suivant l'angle  $\alpha$  ou  $\alpha'$  dans le sens longitudinal, calculés comme présenté à l'0.

Pour l'application numérique, on considère les données suivantes :

#### • Caractéristiques du béton de remplissage du noyau

Le béton de remplissage du noyau a une résistance caractéristique à la compression  $f_{ck,n}$  de 25 MPa, une résistance de calcul en compression  $f_{cd,n}$  de 16,7 MPa et une résistance de calcul en traction  $f_{ctd,n}$  de 1,20 MPa.

#### • Caractéristiques des treillis raidisseurs

On suppose que le mur à coffrage intégré est réalisé à partir de treillis raidisseurs courants de section triangulaire, type treillis Warren, espacés d'une distance  $e$  de 60 cm, de limite apparente d'élasticité des aciers  $R_{e,Di}$  de 500 MPa, avec des diagonales de diamètre 5 mm. La résistance garantie des soudures des sinusoïdes du treillis raidisseur  $F_W$  est de 980 daN. Le pas de la sinusoïde  $s_i$  est de 20 cm. L'angle  $\alpha$  d'inclinaison des diagonales par rapport au plan de reprise dans le sens longitudinal est de 56° et l'angle  $\alpha'$  de 124°. L'inclinaison des diagonales dans le plan transversal  $\beta$  est de 86°.

Le pourcentage d'armatures transversales est calculé comme présenté dans l'Annexe IV.

On obtient ainsi :  $\rho_a = \rho_{a'} = 0,0326 \%$ .

La contrainte mobilisable  $f_t$  au niveau du plan de cisaillement oblique dans chaque branche du treillis raidisseur est égale à 435 MPa.

On calcule successivement :

$$\begin{aligned} v_{Rdi} &= 0,182 \cdot 1,2 + 3,26 \cdot 10^{-4} \cdot 435 \cdot (0,6 \cdot \sin 56 + \cos 56) \\ &\quad + 3,26 \cdot 10^{-4} \cdot 435 \cdot (0,6 \cdot \sin 124 + \cos 124) \\ v_{Rdi} &= 0,3598 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$v_{Rdi} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 4,5 \text{ MPa}$$

La valeur de calcul de la contrainte de cisaillement  $v_{Rd,i}$  à l'interface béton préfabriqué/béton coulé en place est donc égale à 0,359 MPa, dans le cas de situations durables ou transitoires.

$$\tau_{Ed,lim} = 0,38 \text{ MPa}$$

En resserrant les armatures suivant un espacement de 50 cm, le pourcentage d'armature  $\rho$  est alors égal à 0,0392 %. La valeur limite de calcul de la contrainte de cisaillement admissible à l'interface béton préfabriqué/béton coulé en place devient, dans le cas de situations durables ou transitoires :

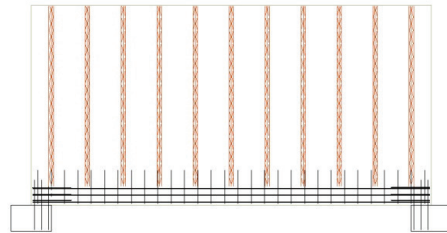
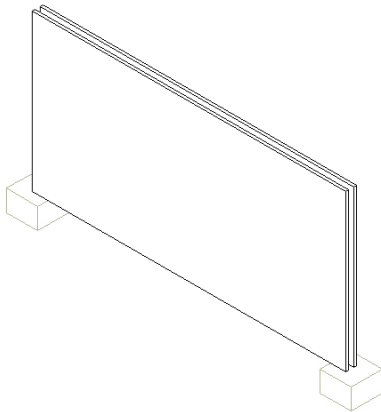
$$\tau_{Ed,lim} = 0,387 \text{ MPa}$$

## Annexe V

### Schémas de principe de réalisation des liaisons entre poutres-cloisons en mur à coffrage intégré

*Nota :* il est rappelé que toutes les liaisons avec des poutres-cloisons doivent être couturées, qu'elles soient verticales ou horizontales, notamment au niveau des planchers.

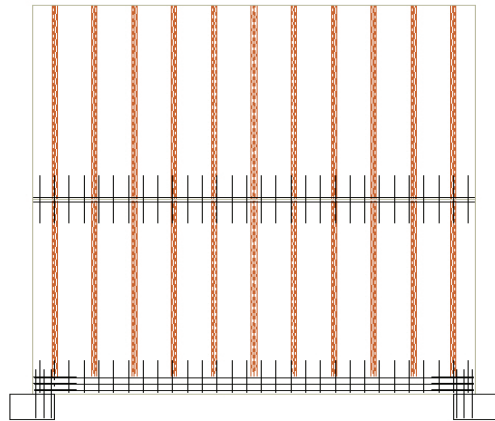
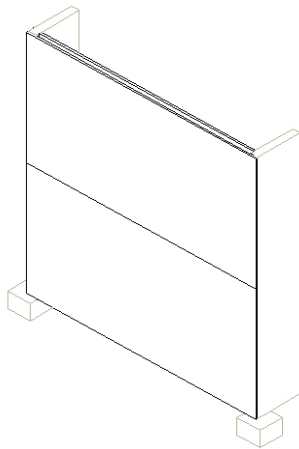
#### • Cas 1



- Poutre-cloison réalisée en un seul tenant, avec intégration complète du tirant dans le mur à coffrage intégré.
- Cette solution ne nécessite pas de vérifications particulières étant donné l'absence de joints hormis la vérification du déversement si nécessaire.

- Prévoir un calage de 3 cm minimum sur les plots de fondation.

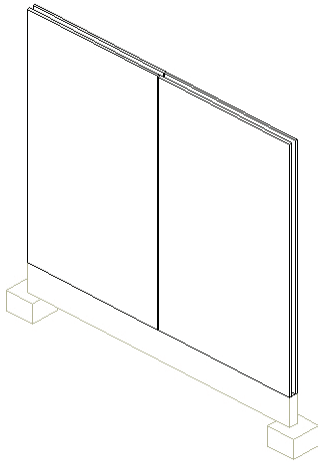
#### • Cas 2



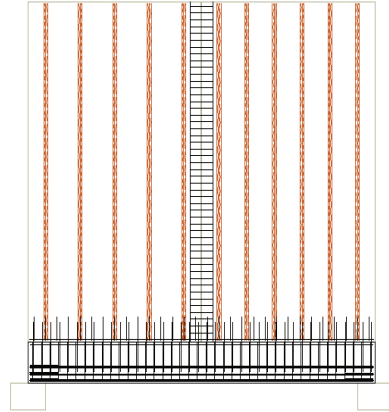
- Poutre-cloison réalisée en plusieurs murs à coffrage intégré superposés.
- Cette solution nécessite la vérification du joint à l'effort tranchant.
- Le type de liaison est choisi en fonction de l'effort à reprendre parmi les liaisons couturées.

- Prévoir un calage de 3 cm minimum sur les plots de fondation.
- Observation : ce type de configuration nécessite la présence de raidisseurs aux extrémités de la poutre-cloison.

• Cas 3

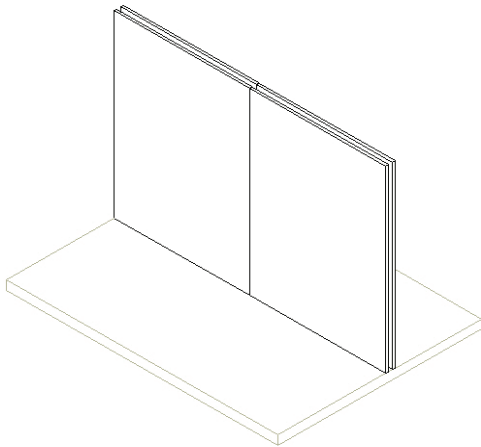


- Poutre-cloison en plusieurs parties.
- La zone du tirant est réalisée de manière traditionnelle ou à l'aide d'une pièce préfabriquée, la zone supérieure est constituée de murs à coffrage intégré.

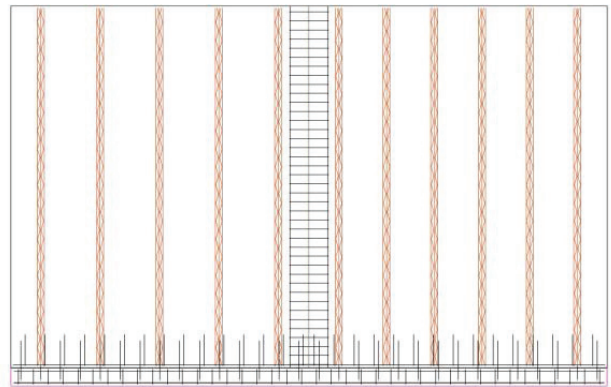


- Ce type de configuration nécessite la vérification de la résistance des joints à l'effort tranchant.
- Les types de liaisons sont choisis en fonction de l'effort à reprendre parmi les liaisons couturées.

• Cas 4



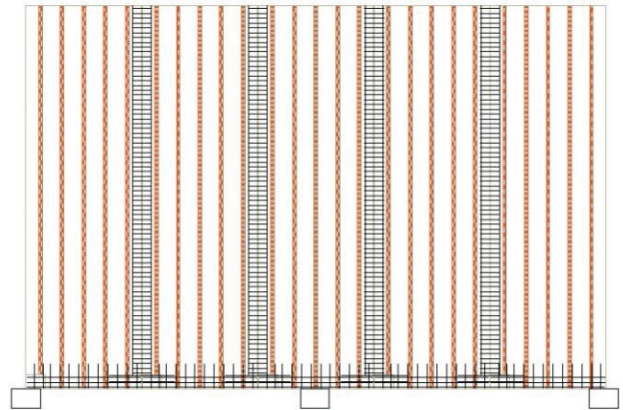
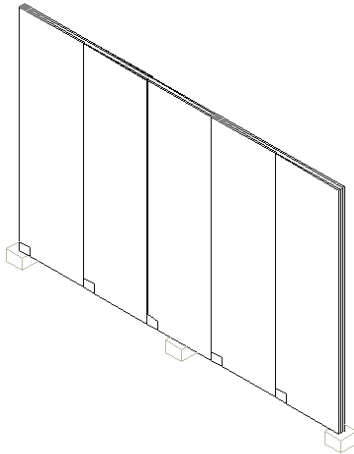
- Poutre-cloison reprenant la dalle inférieure.
- Le tirant de la poutre-cloison est disposé dans l'épaisseur de la dalle ou dans la partie inférieure du mur à coffrage intégré.



(Cf. Détails 24 de l'O)

- Ce type de configuration nécessite la vérification de la résistance des joints à l'effort tranchant.
- Les types de liaisons sont choisis en fonction de l'effort à reprendre parmi les liaisons couturées.

• Cas 5



- Poutre-cloison réalisée entièrement en murs à coffrage intégré avec continuité sur une ou plusieurs travées.
- Les tirants de la poutre-cloison sont intégrés en partie inférieure et supérieure des murs à coffrage intégré, et éclissés au droit de joints.
- Une lumière en partie basse permet d'éclisser les filants inférieurs au droit des joints.
- Prévoir un calage de 3 cm minimum sur les plots de fondation.
- Ce type de configuration nécessite la vérification de la résistance des joints à l'effort tranchant.
- Les types de liaisons sont choisis en fonction de l'effort à reprendre parmi les liaisons couturées.

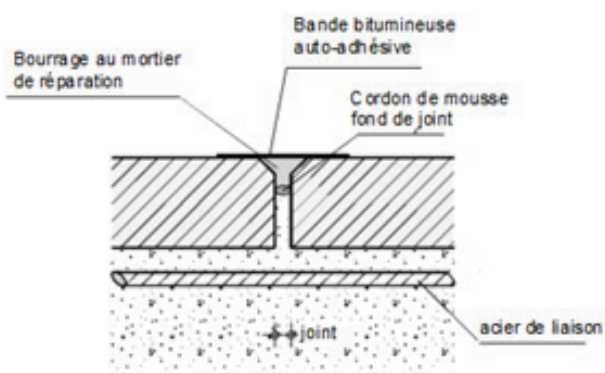
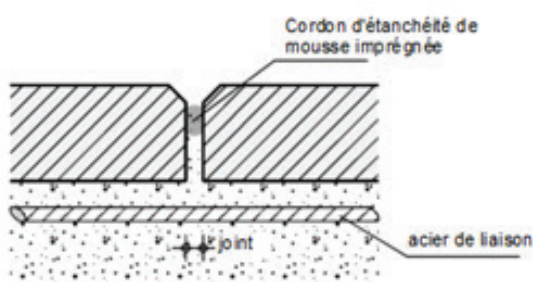
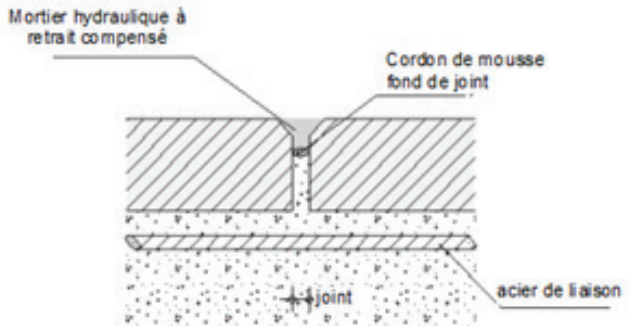
Variante :

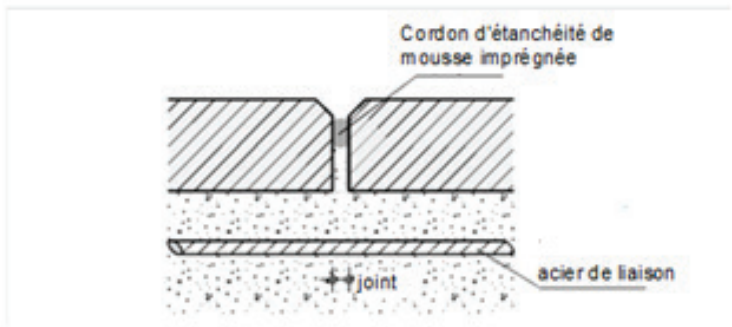
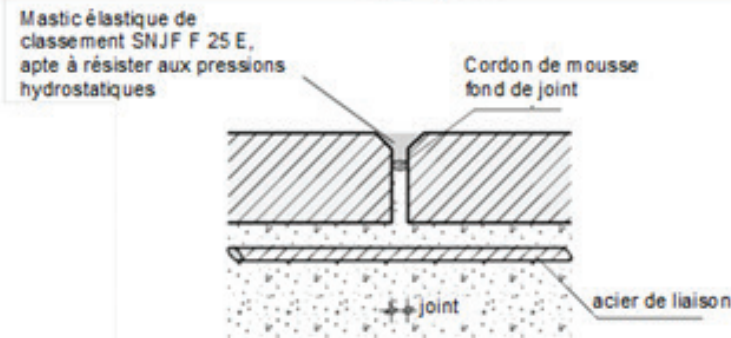
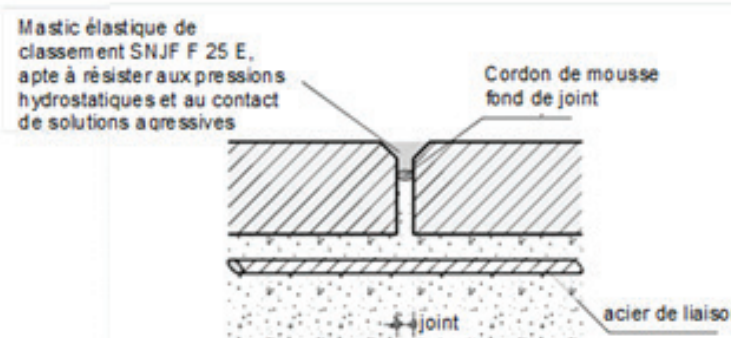
- Le tirant supérieur peut être disposé entièrement dans la partie coulée en place (dalle, etc.).
- Le tirant inférieur peut être disposé dans un élément préfabriqué ou dans une dalle.

Annexe VI  
 Traitement des joints

MUR COURANT EN SUPERSTRUCTURE			
FACE EXTERIEURE	Murs de façade avec peinture, lasure, brut, ou joints marqués		$a_{e,min}$
	Murs de façade avec enduit		15 mm
	Face intérieure		15 mm



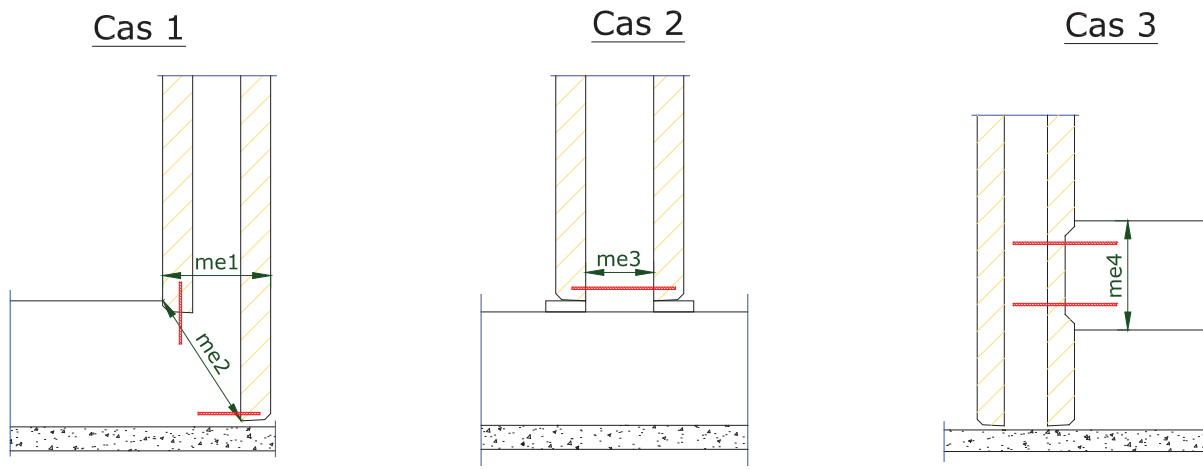
MUR COURANT EN INFRASTRUCTURE			
FACE EXTERIEURE CONTRE TERRE	Paroi accessible		$a_{e,min}$  15 mm
	Paroi non accessible (locaux non nobles)		30 mm
	Face intérieure		15 mm

MUR SOUMIS A UNE PRESSION HYDROSTATIQUE		Face en contact avec la terre	$a_{e,min}$
FACE INTERIEURE (Réservoir)	FACE EXTERIEURE		30 mm
	Eau en pression		30 mm
	Paroi en contact avec milieu agressif		30 mm

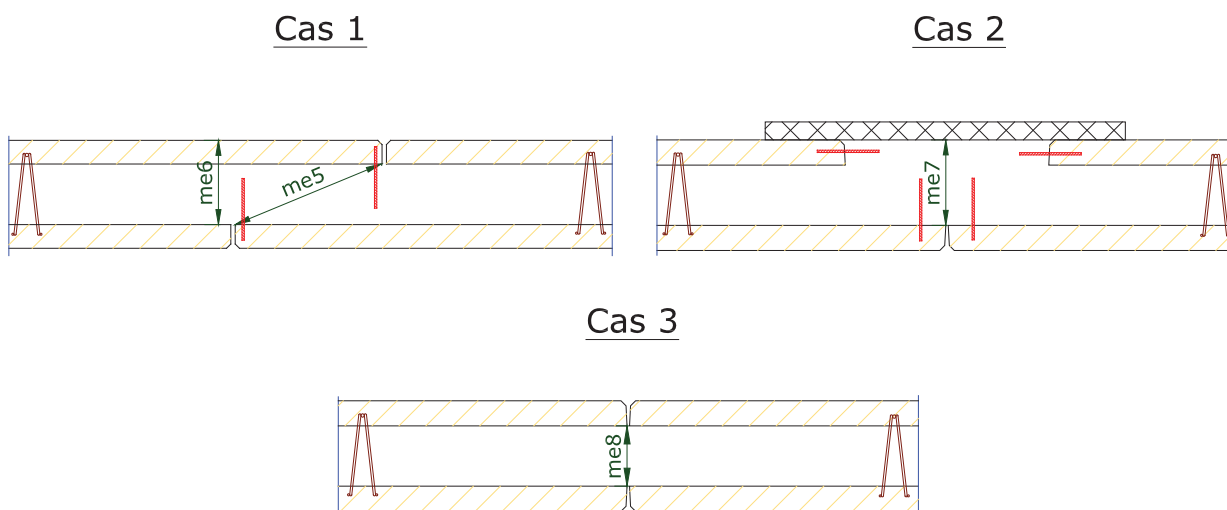
## Annexe VII

### Épaisseur minimale et longueur du chemin critique

Étanchéité en pied de Prémur



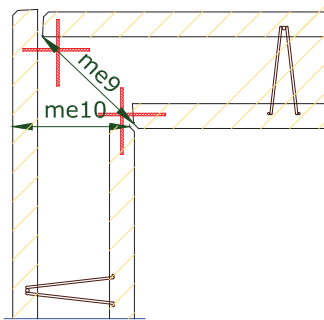
Étanchéité au droit d'un joint verticale droit



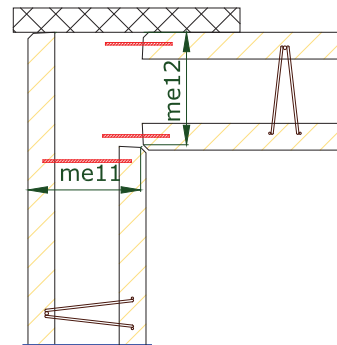
mei: mesure de l'épaisseur minimale requise

## Étanchéité au droit d'un joint vertical d'angle

Cas 1

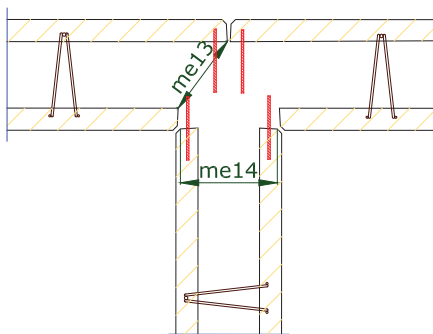


Cas 2

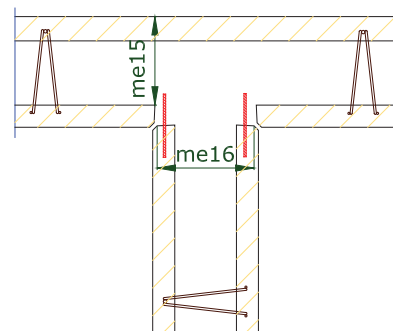


## Étanchéité au droit d'un joint vertical avec refends

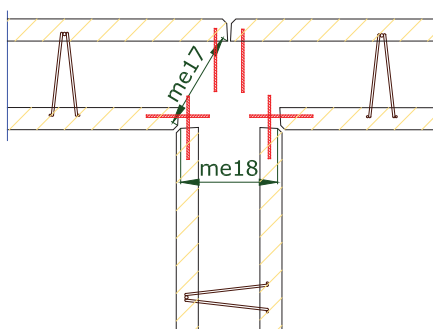
Cas 1



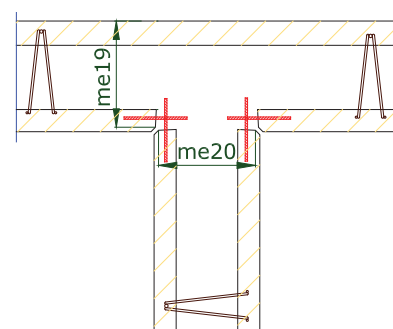
Cas 2



Cas 3



Cas 4



mei: mesure de l'épaisseur minimale requise

## Annexe VIII

### Justification des renforts de mur à coffrage intégré sous appui ponctuel de poutres

*Nota :* le cas présenté ci-dessus constitue un exemple illustrant le principe de justification des renforts, exemple dans lequel les armatures filantes intégrées dans le voile préfabriqué ne peuvent pas être prises en compte dans le calcul car de longueur insuffisante.

Soit :

$R_{Ed}$  la réaction d'appui à l'ELU ;

$f_{yk}$  la limite caractéristique d'élasticité de l'acier de béton armé ;

$\gamma_s$  le coefficient de sécurité de l'acier, pris égal à 1,15 ;

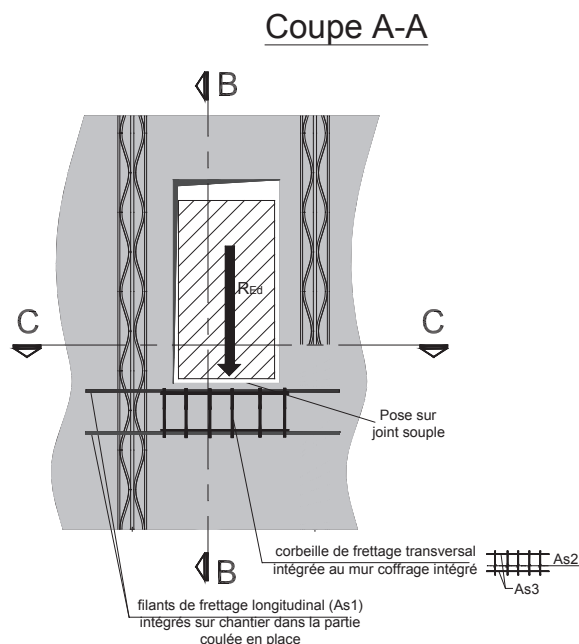
$k$  un coefficient géométrique tenant compte de la localisation de la réservation dans le mur. En l'absence de justifications particulières,  $k$  est pris égal à 1.

Sous l'effet de la réaction d'appui, il convient de prévoir des armatures de frettage. Les armatures doivent être convenablement ancrées au-delà de la zone d'application de la charge de façon à prévenir toute rupture.

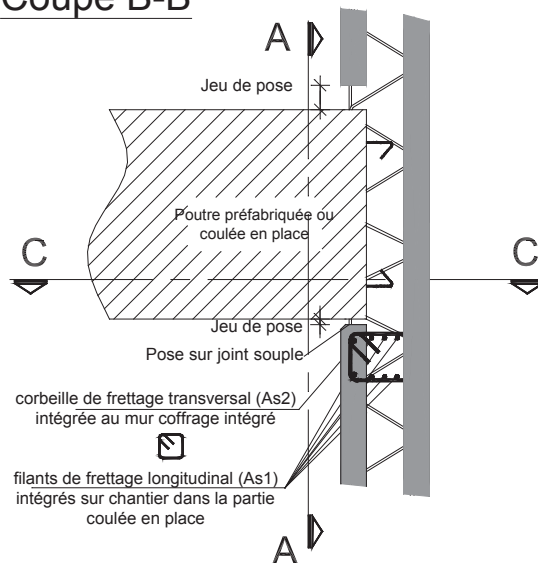
La section d'armatures  $A_{s1}$  des aciers longitudinaux horizontaux sous la poutre et la section d'armatures  $A_{s2}$  de la corbeille de frettage transversal intégré au mur à coffrage intégré sont données par l'expression suivante :

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{1}{4} \frac{R_{Ed}}{k \times f_{yk} / \gamma_s} + \frac{0,04 R_{Ed}}{f_{yk} / \gamma_s}$$

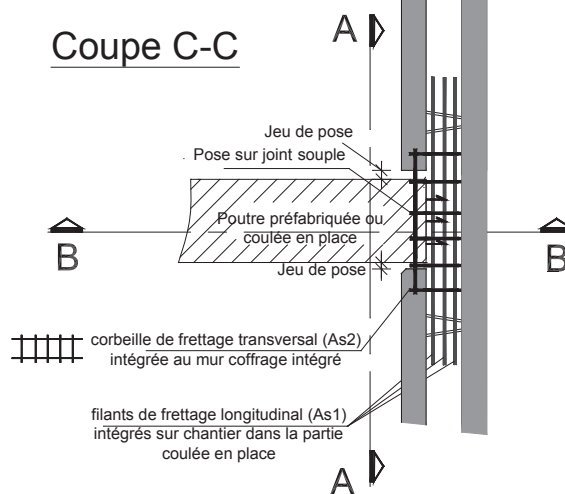
On mettra en place une section d'armatures de montage  $A_{s3}$ .



### Coupe B-B



### Coupe C-C



## Annexe IX

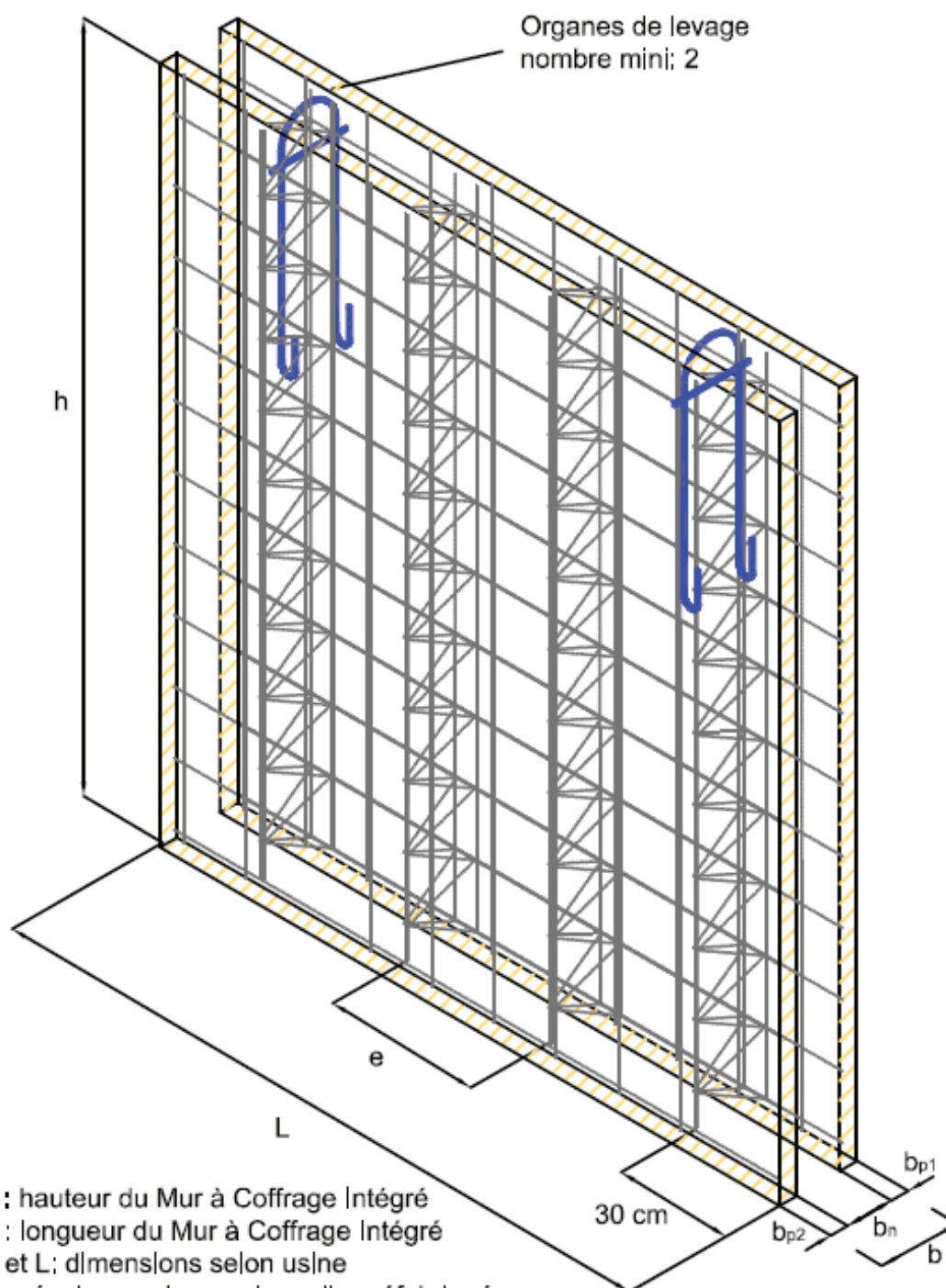
### Détails de liaisons des murs à coffrage intégré

Les schémas sont donnés à titre d'illustration.

#### Dispositions constructives générales

##### 1. Vue générale d'un mur à coffrage intégré

Détail 1.1



h : hauteur du Mur à Coffrage Intégré  
L : longueur du Mur à Coffrage Intégré  
h et L : dimensions selon usine  
 $b_{p1}$  : épaisseur du premier voile préfabriqué  
 $b_n$  : épaisseur du noyau coulé en place  
 $b_{p2}$  : épaisseur du second voile préfabriqué  
b : épaisseur du Mur à Coffrage Intégré  
e : espacement des treillis raidisseurs

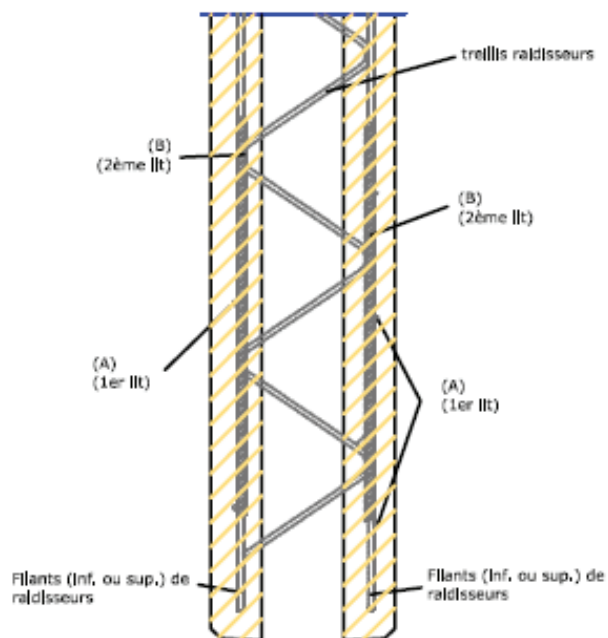


## Dispositions constructives générales

### 2. Principe de ferrailage des murs à coffrage intégré

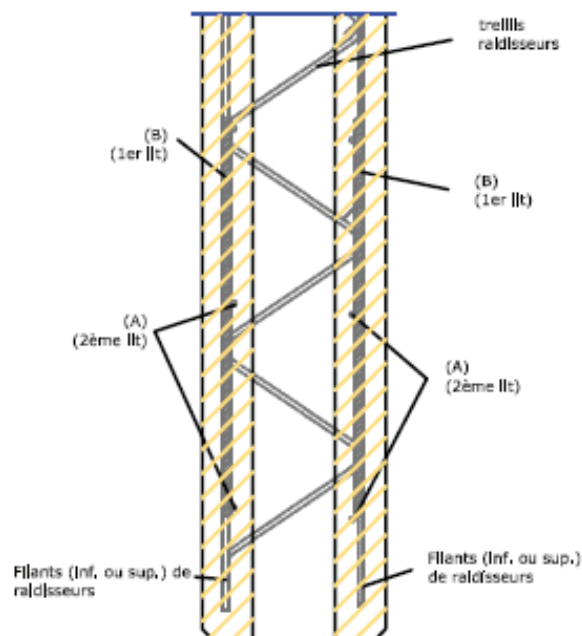
#### Détail 2.1: cas courant

armatures transversales en 1er lit



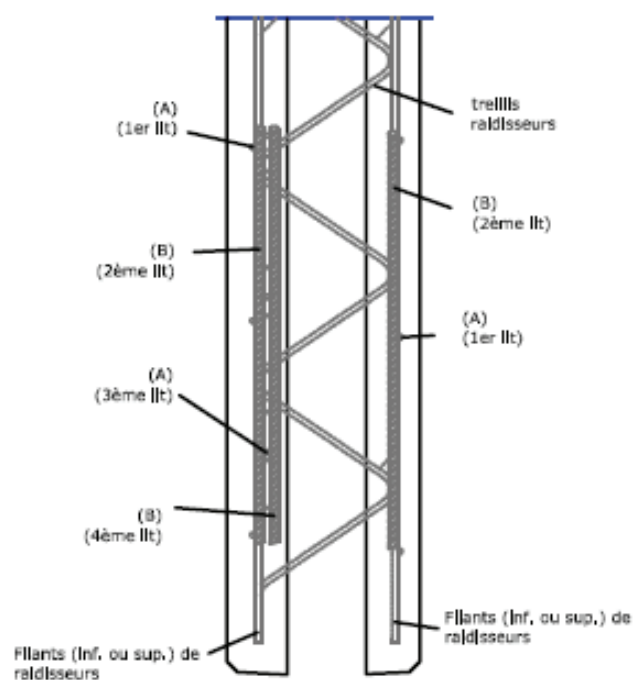
#### Détail 2.2:

armatures longitudinales en 1er lit



#### Détail 2.3:

cas courant avec ajout de lits supplémentaires

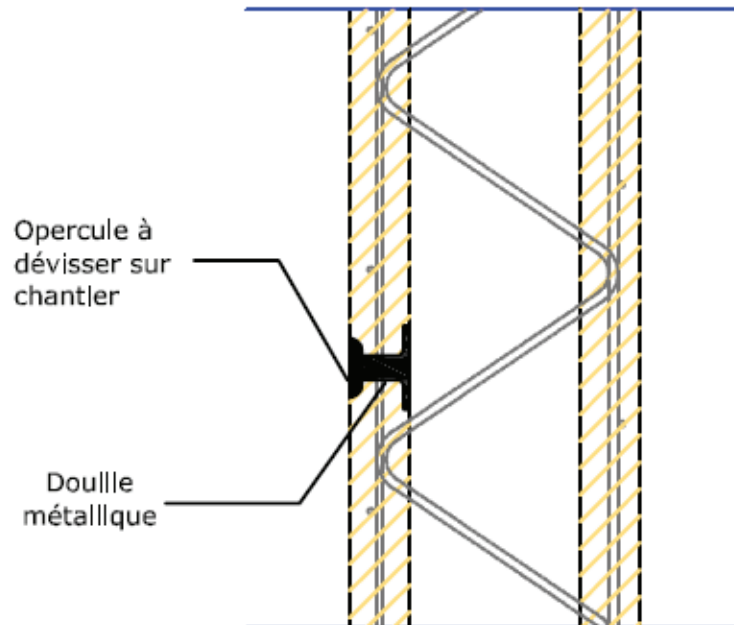


(A) : armatures perpendiculaires aux treillis raidisseurs

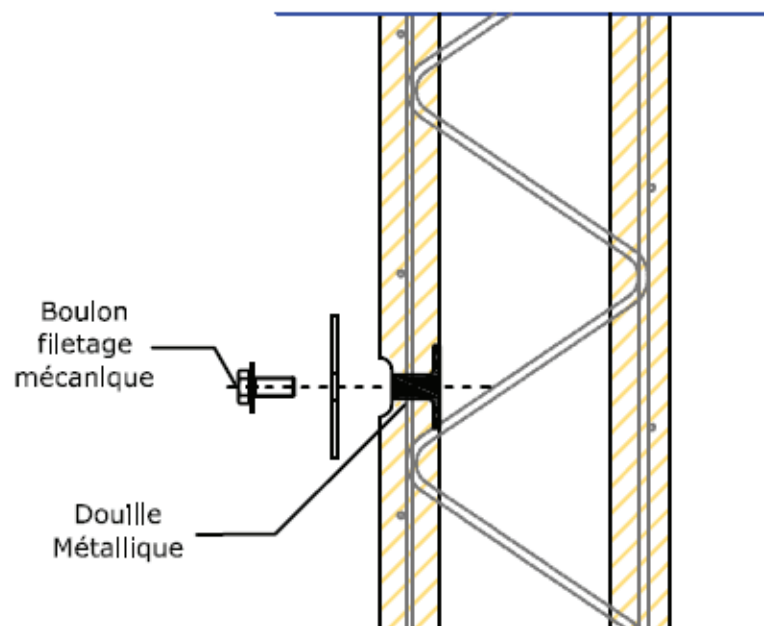
(B) : armatures parallèles aux treillis raidisseurs

3. *Douilles de fixation intégrées au MCI*

**Détail 3.1:**  
douille métallique



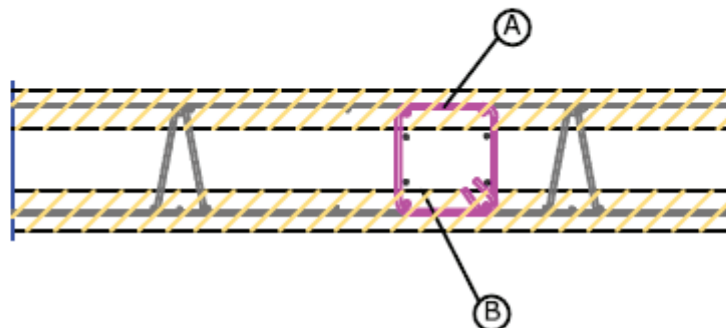
**Détail 3.2:**  
douille métallique



4. Réalisation de poteaux incorporés au MCI (1/2)

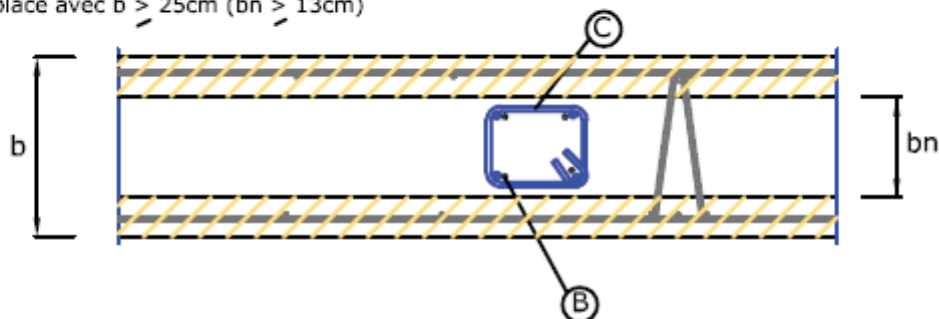
**Détail 4.1:**

poteau Intégré au MCI



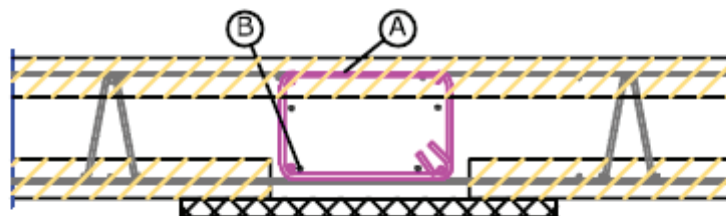
**Détail 4.2:**

poteau mis en oeuvre dans l'épaisseur du noyau coulé en place avec  $b > 25\text{cm}$  ( $b_n > 13\text{cm}$ )



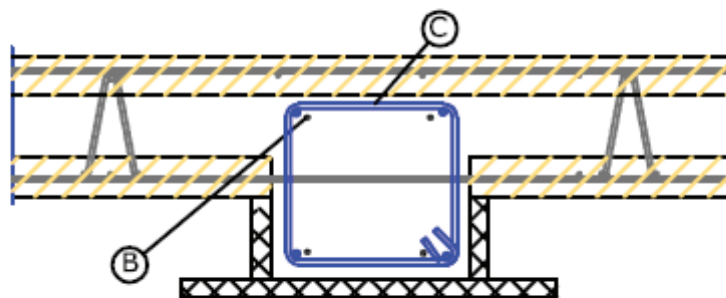
**Détail 4.3:**

poteau Intégré au MCI avec coffrage d'une face sur chantier



**Détail 4.4:**

poteau excentré avec coffrage d'une face sur chantier



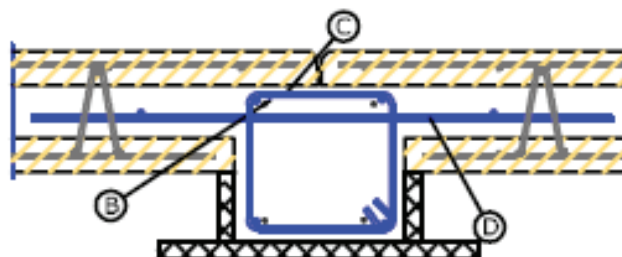
- (A) cadres et flants Intégrés dans les parois
- (B) armatures en attente de poteaux
- (C) cadres et flants mis en oeuvre sur chantier

## Dispositions constructives générales

### 4. Réalisation de poteaux incorporés au MCI (2/2)

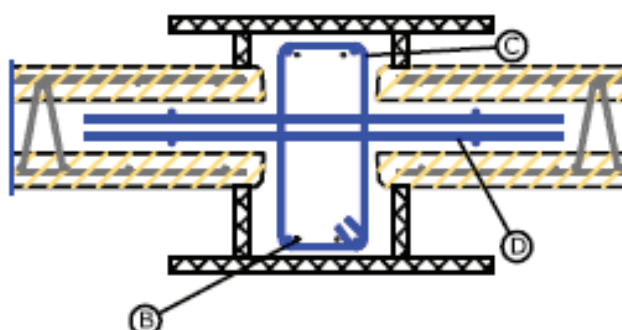
#### Détail 4.5:

poteau excentré coulé en place au droit d'un joint vertical et avec coffrage d'une face



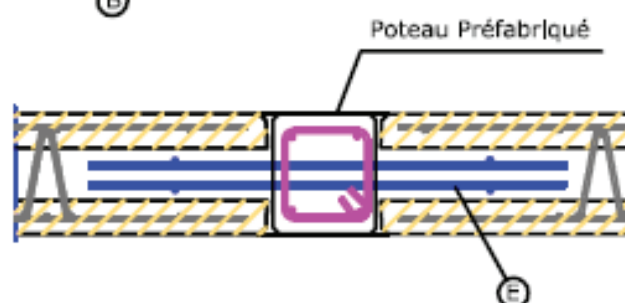
#### Détail 4.6:

poteau excentré coulé en place avec coffrage deux faces



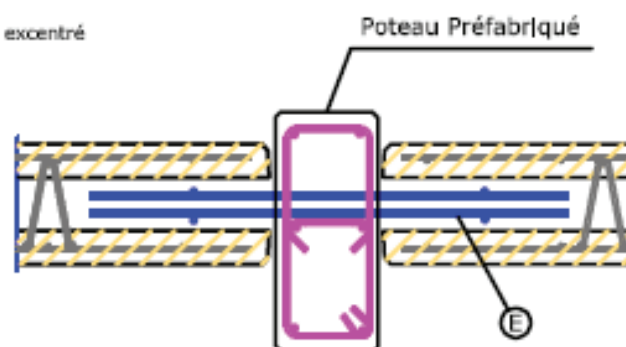
#### Détail 5.9:

poteau préfabriqué broché



#### Détail 5.10:

poteau préfabriqué broché excentré



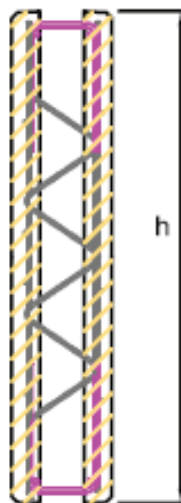
- (B) armatures en attente de poteau
- (C) cadres et filants mis en œuvre sur chantier
- (D) armatures de continuité horizontales conformes aux détails de liaisons verticales droites
- (E) armatures de continuité horizontales conformes aux détails de liaisons verticales droites

## Dispositions constructives générales

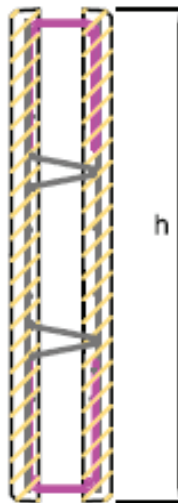
### 5. Principes de ferrailage des poutres réalisées à partir de MCI

#### COUPES VERTICALES

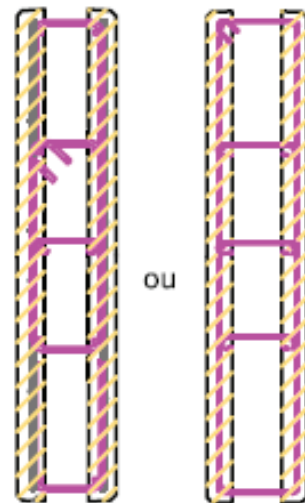
Détail 5.1:  $h > 80\text{cm}$   
cas des raidisseurs verticaux



Détail 5.2:  $h \leq 80\text{cm}$   
cas des raidisseurs horizontaux

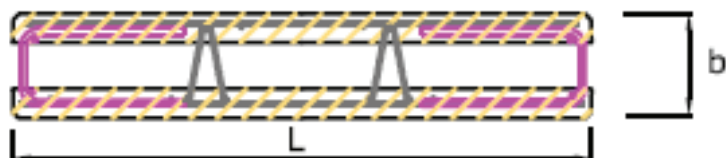


Détail 5.3:  
cas des cadres + épingles



### 6. Principes de ferrailage des poteaux réalisés à partir de MCI

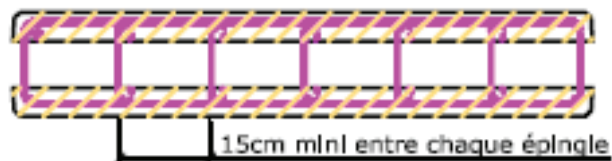
Détail 6.1:  
utilisation de raidisseurs + U de fermeture



Détail 6.2:  
utilisation de cadres + U de fermeture



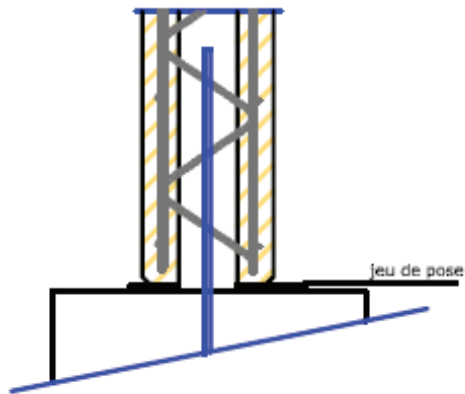
Détail 6.3:  
utilisation de cadres + épingles



7. Solutions articulées

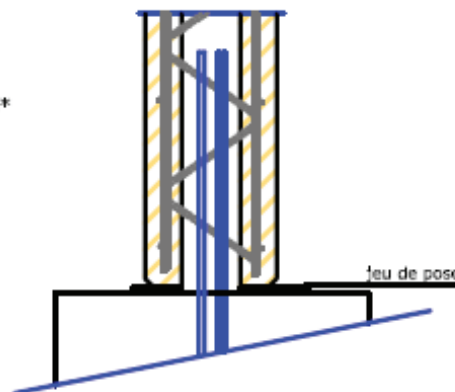
Détail 7.1:

1 lit d'armatures verticales\*



Détail 7.2:

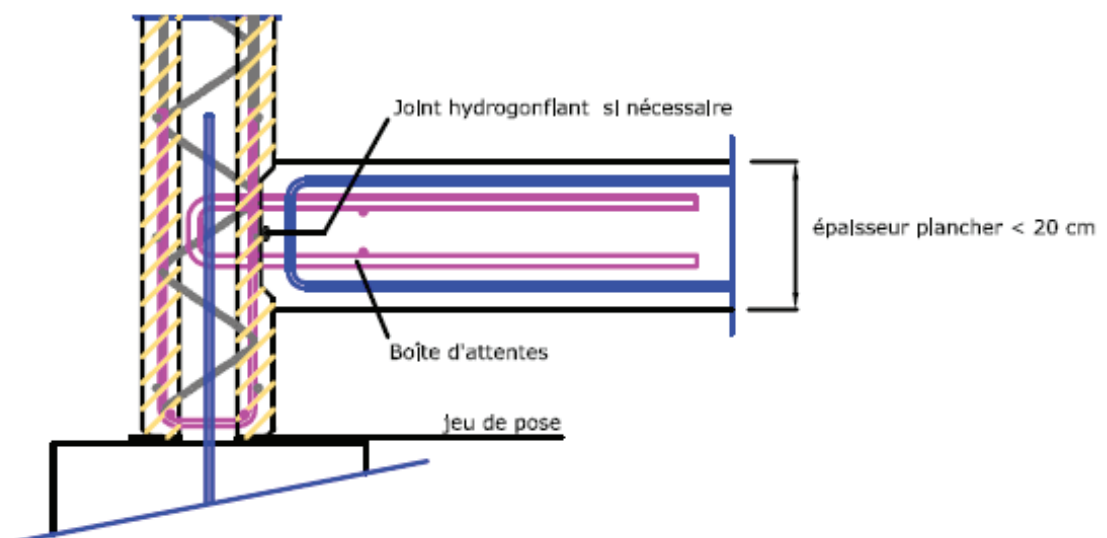
2 lits d'armatures verticales\*



Détails valables sur support coulé en place (fondation, dalle,...)

Détail 7.3:

Liaison cousurée avec un plancher bas



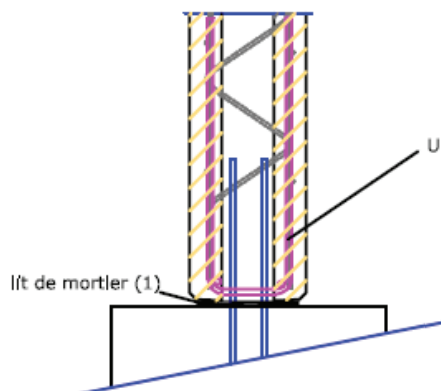


## Liaisons en pied de mur à coffrage intégré

### 8. Solutions encastrées : mise en place du MCI après mise en œuvre du support

#### Détail 8.1:

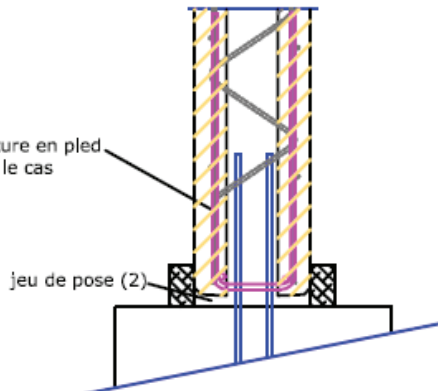
Pose sur lit de mortier



(1) pose des MCI sur un lit de mortier d'épaisseur 20mm et de résistance au moins égale à 25 MPa

#### Détail 8.2:

Remplissage du joint de calage

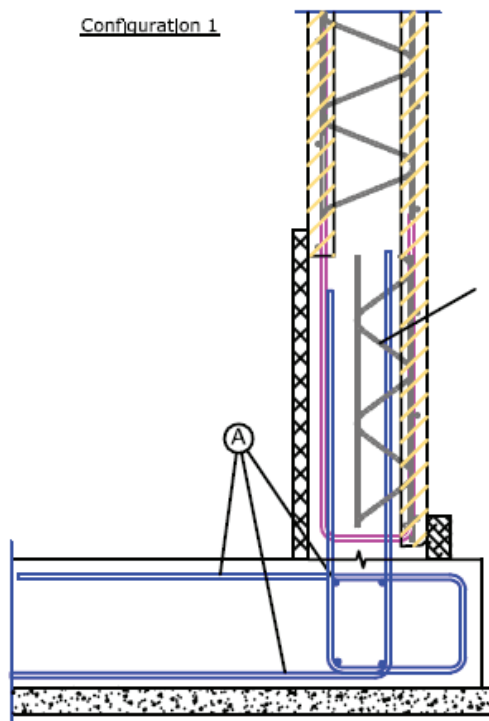


(2) un soin particulier doit être apporté au remplissage des joints de calage en pied (30mm) et à la mise en place d'un système empêchant les fuites de laitance (bastingage par exemple)

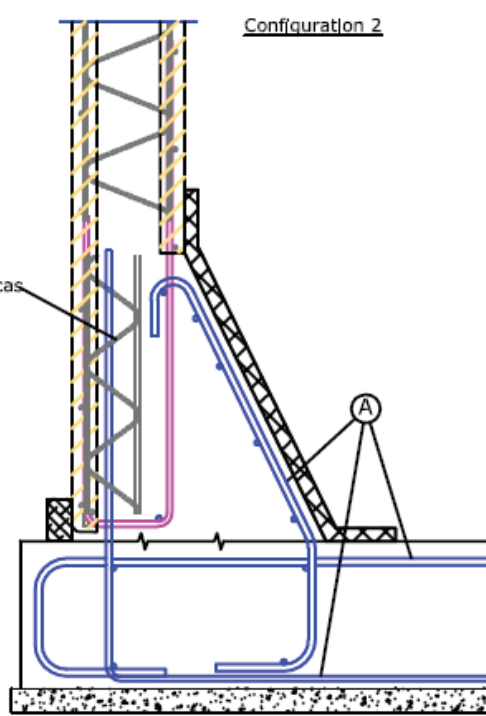
#### Détail 8.3:

Coffrage d'une face sur chantier\*

Configuration 1



Configuration 2



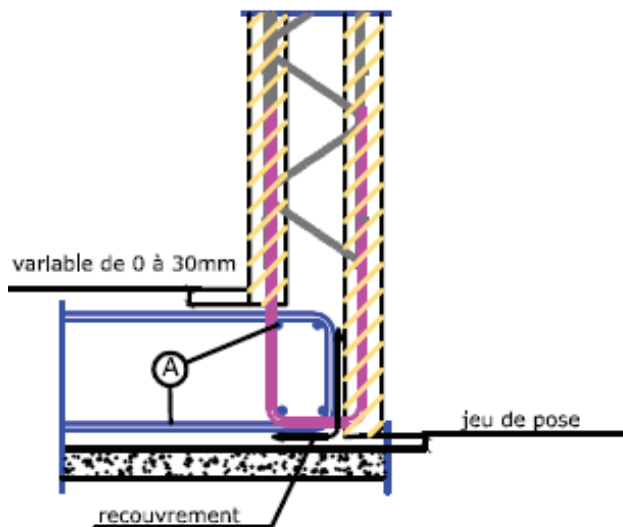
Ⓐ aciers à mettre en place sur chantier

## Liaisons en pied de mur à coffrage intégré

### 9. Solutions encastrées : mise en place du MCI avant mise en œuvre du support

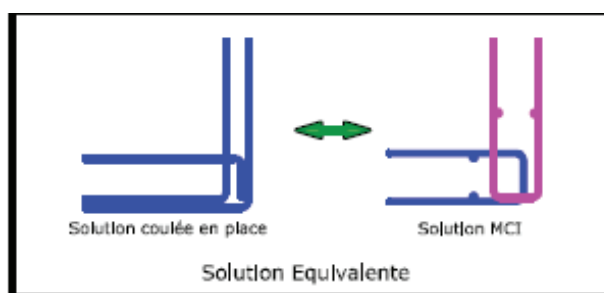
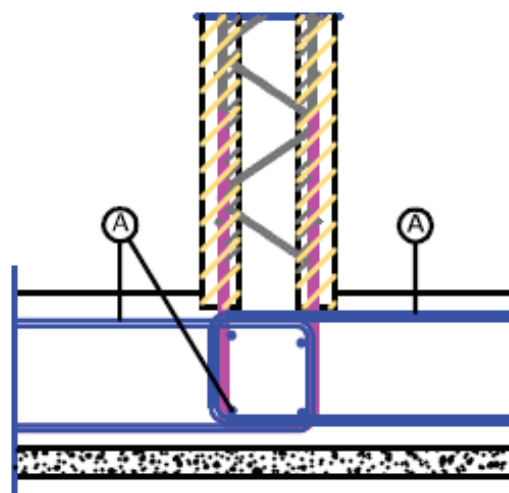
#### Détail 9.1:

MCI de rive ou semelle excentrée



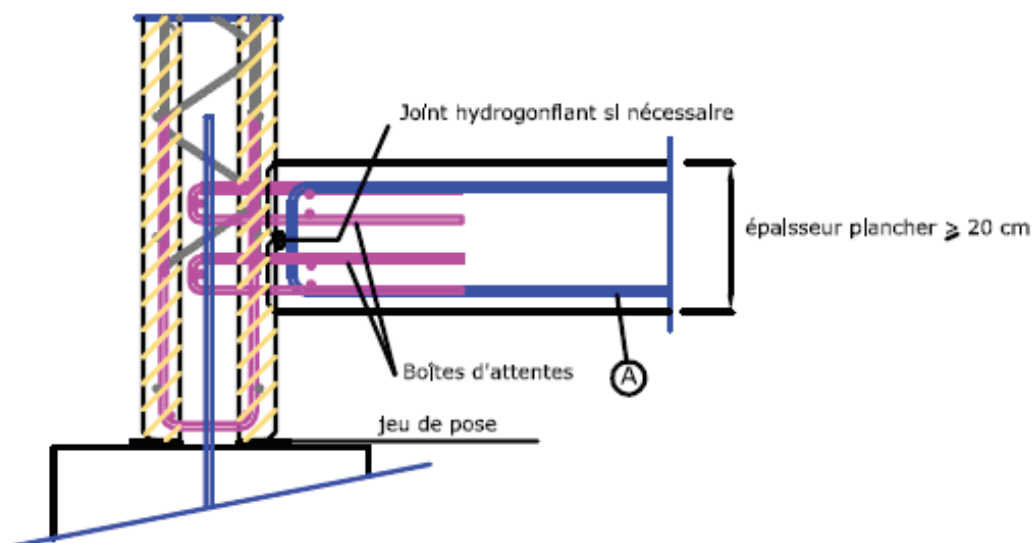
#### Détail 9.2:

MCI de refend ou semelle centrée



#### Détail 9.3:

Liaison encastrée avec un plancher bas

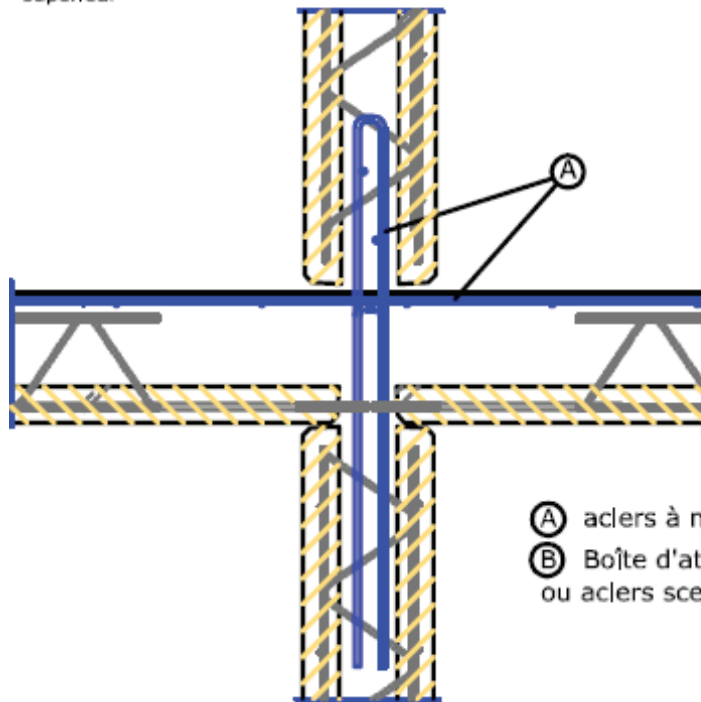


(A) aciers à mettre en place sur chantier

10. Solutions articulées

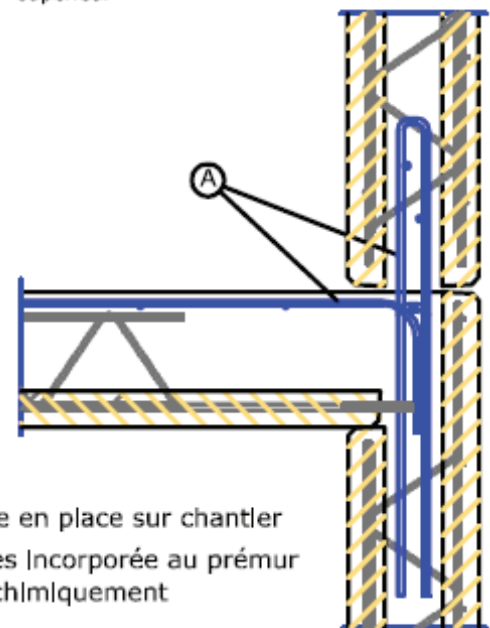
Détail 10.1:

cas d'un appui intermédiaire avec ou sans niveau supérieur



Détail 10.2:

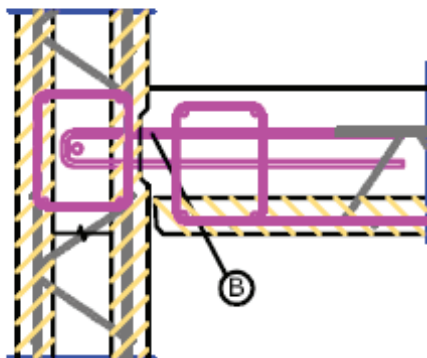
cas d'un appui de rive avec ou sans niveau supérieur



- (A) aciers à mettre en place sur chantier
- (B) Boîte d'attentes incorporée au précur ou aciers scellés chimiquement

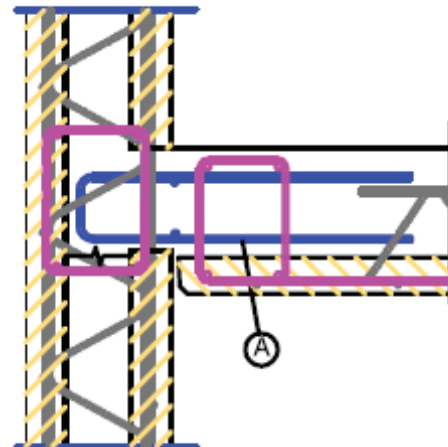
Détail 10.3:

plancher suspendu avec boîte d'attentes



Détail 10.4:

plancher suspendu avec armatures mises sur chantier

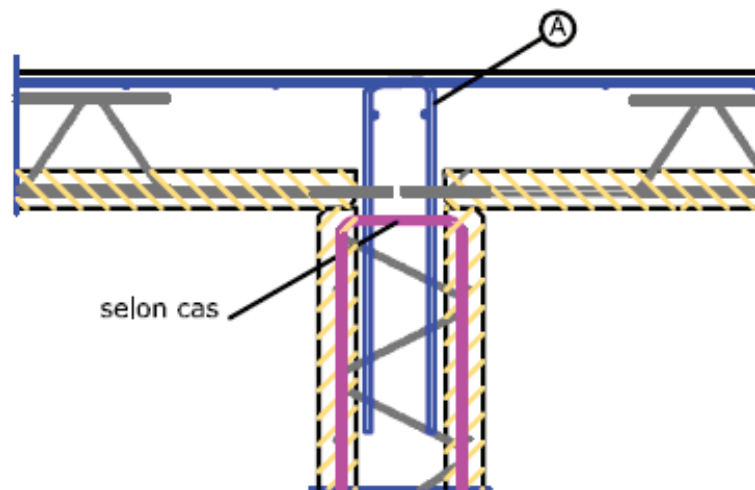


Les planchers sont représentés avec des prédalles, ils peuvent être coulés en place.

11. Solutions encastrées

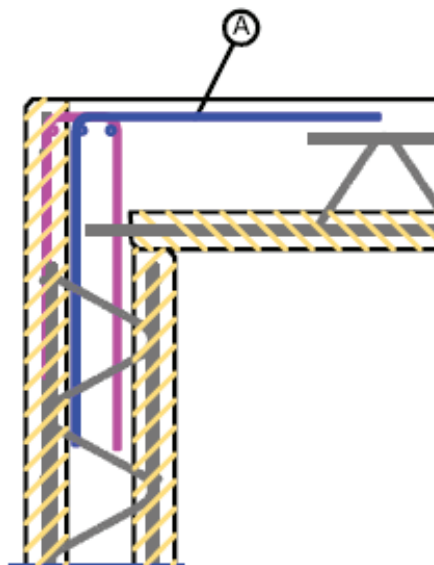
Détail 11.1:

cas d'un appui intermédiaire



Détail 11.2:

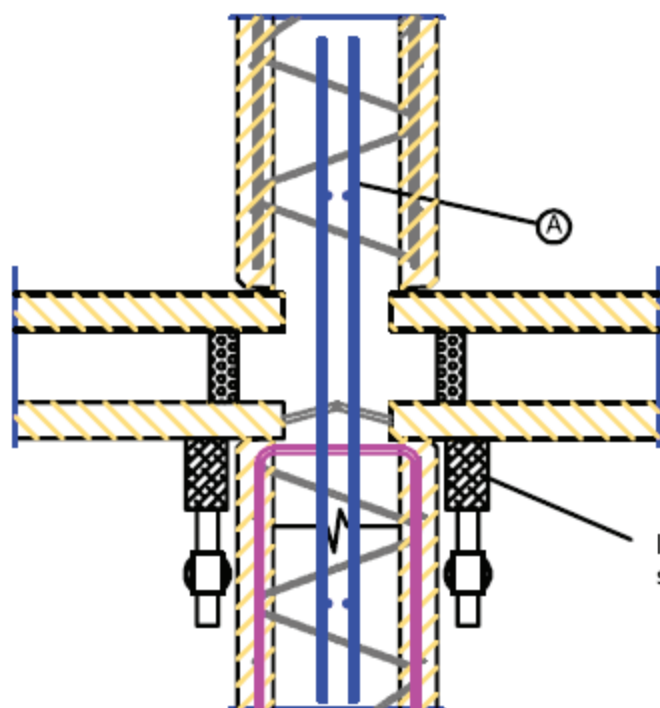
cas d'un appui de rive



12. Solutions Dalle Alvéolée avec repos d'appui

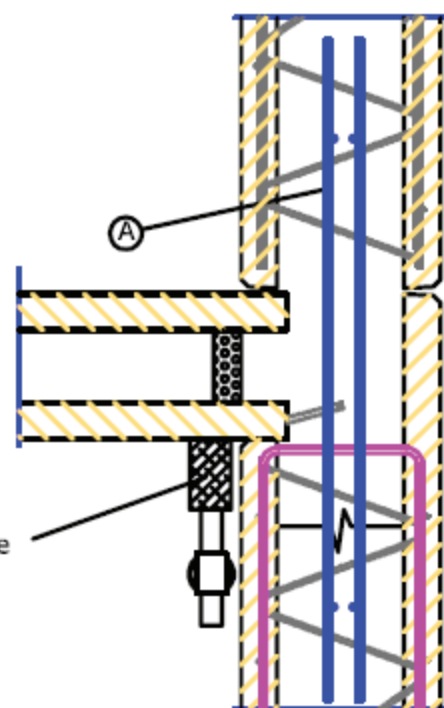
Détail 12.1:

cas d'un appui Intermédiaire d'une DA sans table de compression avec ou sans niveau supérieur



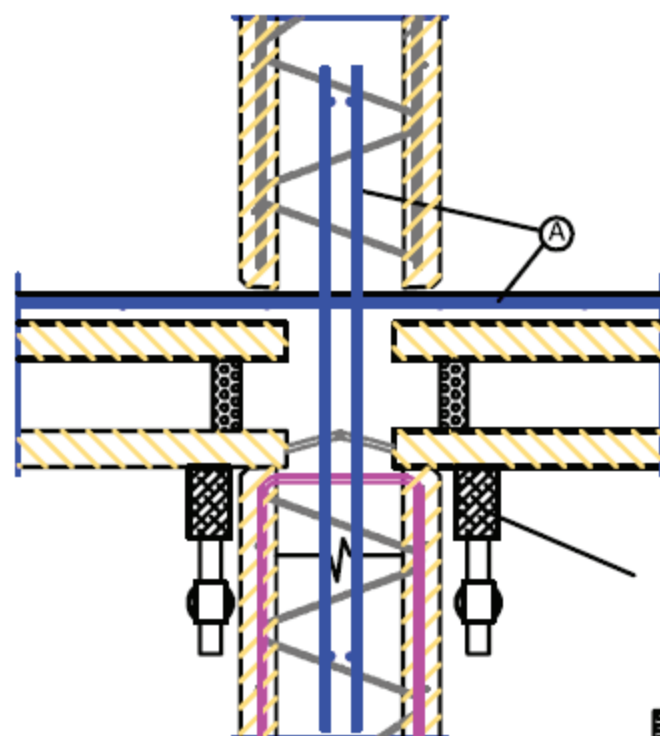
Détail 12.2:

cas d'un appui rive d'une DA sans table de compression avec ou sans niveau supérieur



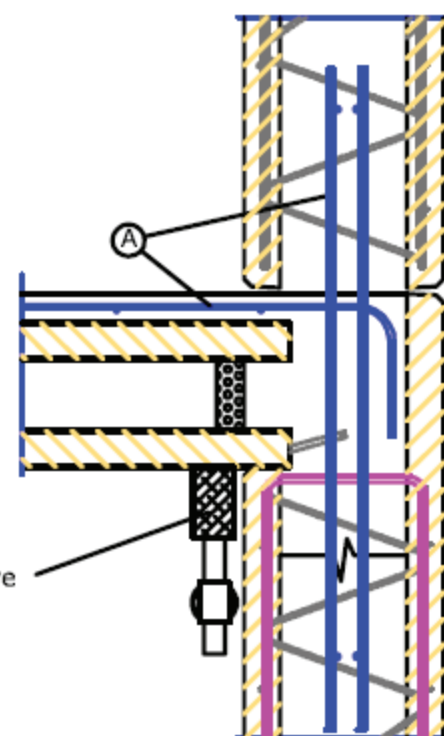
Détail 12.3:

cas d'un appui Intermédiaire d'une DA avec table de compression avec ou sans niveau supérieur



Détail 12.4:

cas d'un appui rive d'une DA avec table de compression avec ou sans niveau supérieur



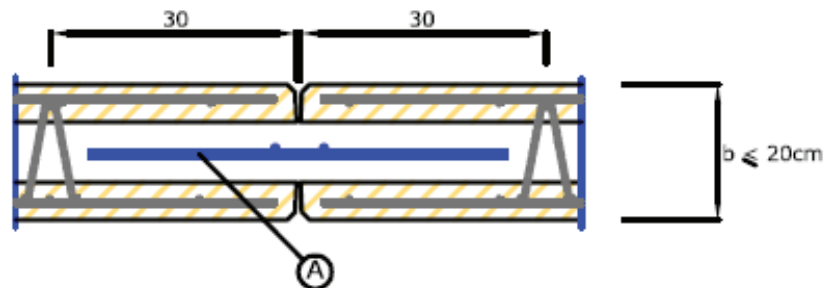
(A) aciers à mettre en place sur chantier

 Obturation des alvéoles

13. Solutions articulées

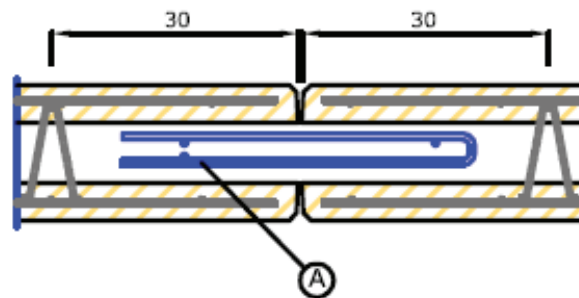
Détail 13.1:

1 lit d'armatures horizontales



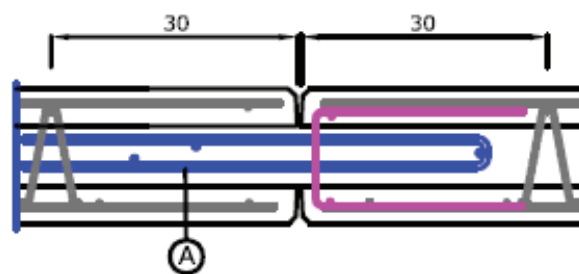
Détail 13.2:

2 lits d'armatures horizontales



Détail 13.3:

Liaisons cousurée, 2 lits d'armatures horizontales

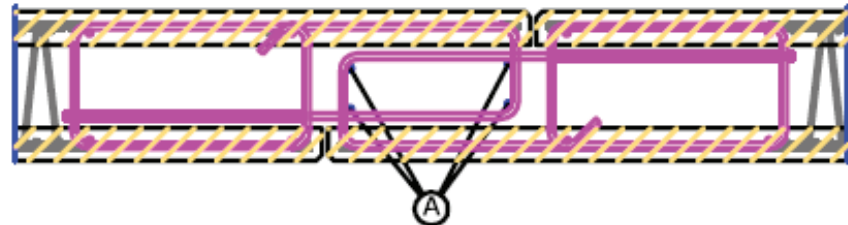




#### 14. Solutions encastrees

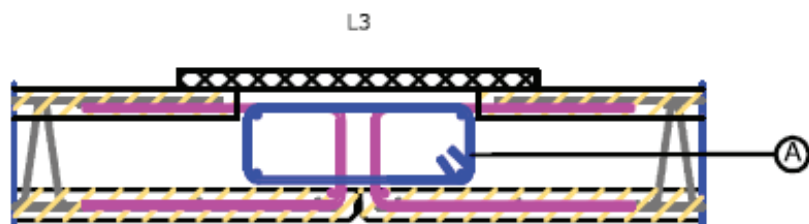
Détail 14.1:

configuration réservée au cas du prémur posé avant réalisation du support



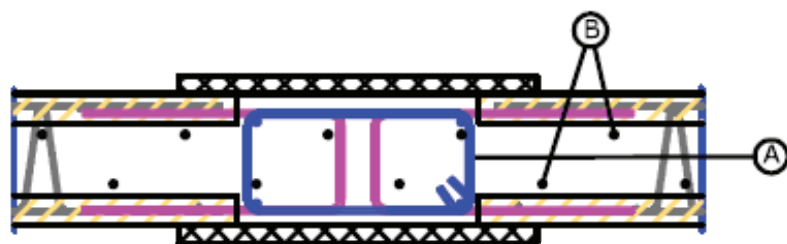
Détail 14.2:

solution avec coffrage d'une face sur chantier, compatible avec ou sans aciers en attente



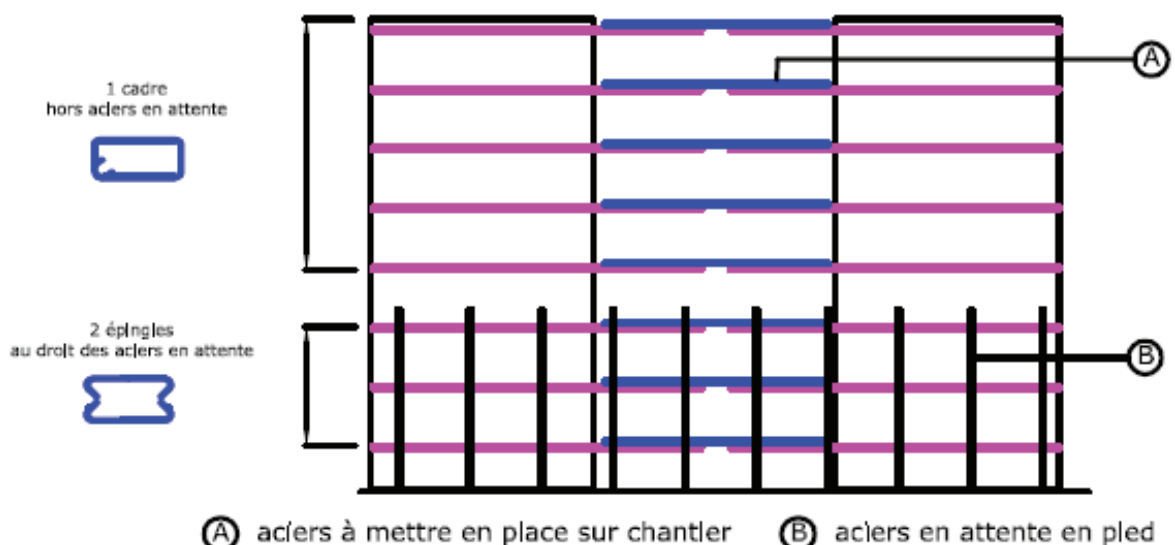
Détail 14.3:

solution avec coffrage de deux faces sur chantier, compatible avec ou sans aciers en attente



### Detail 14.4:

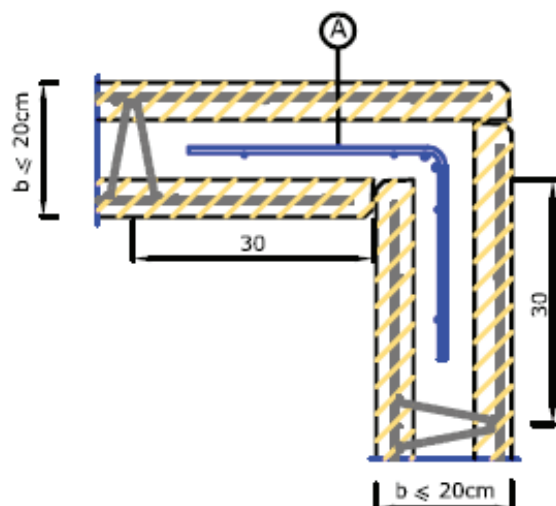
élévation de la répartition des aciers (A)



15. Solutions articulées avec chaînage 1 ou 2 filant(s)

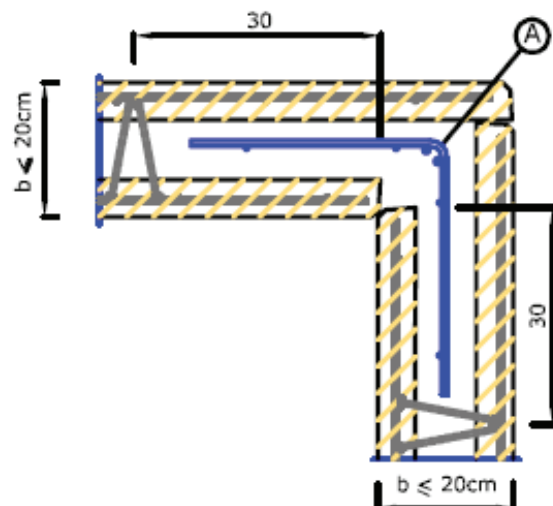
Détail 15.1:

1 lit d'armatures horizontales, parois intérieures croisées



Détail 15.2:

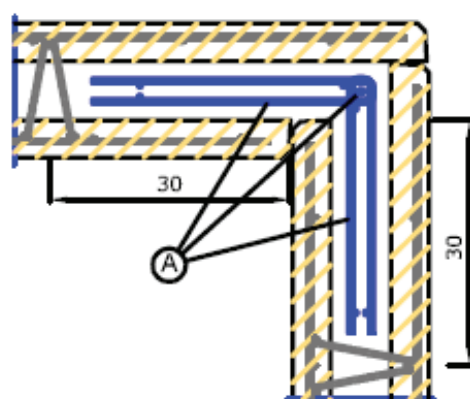
1 lit d'armatures horizontales, parois intérieures décroisées



Détail 15.3:

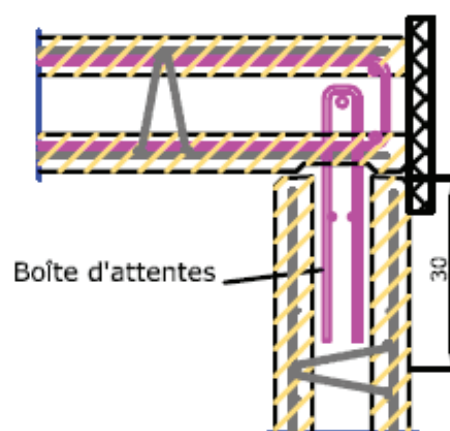
2 lits d'armatures horizontales

Les parois intérieures sont croisées ou décroisées



Détail 15.4:

Liaison par boîte d'attentes

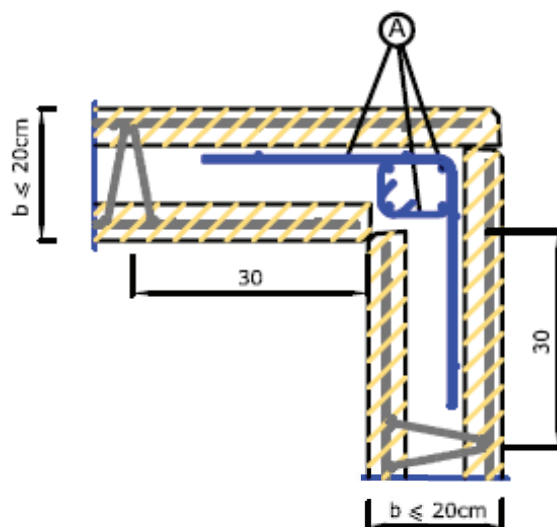


Ⓐ treillis soudé ou acier façonné avec filants de montage, à mettre en place sur chantier  
la section de ces armatures est égale à la section des armatures horizontales disposées dans le MCI

16. Solutions articulées avec chaînage 4 filants

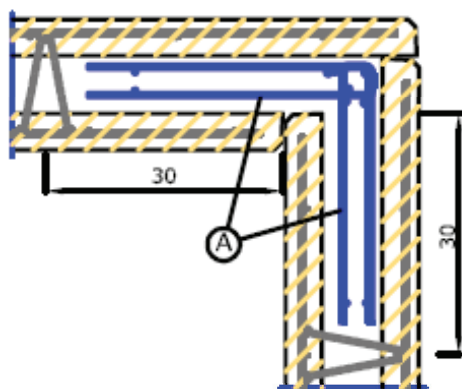
Détail 16.1:

1 lit d'armatures horizontales, parois Intérieures décroisées



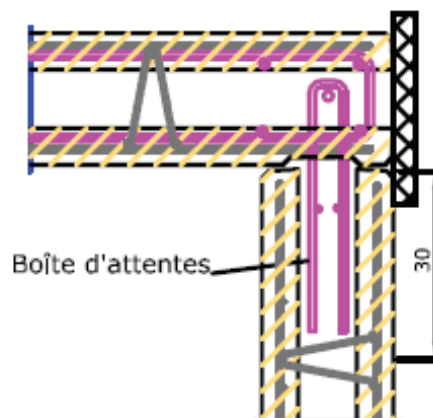
Détail 16.2:

2 lits d'armatures horizontales, parois Intérieures croisées



Détail 16.3:

Liaison par boîte d'attentes

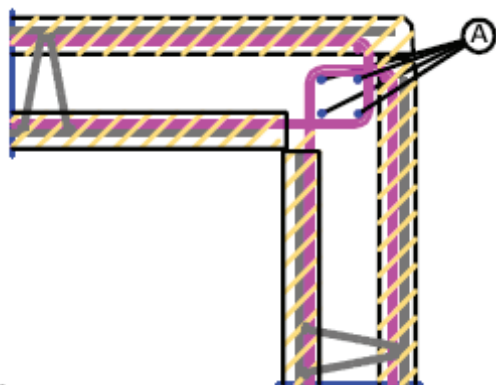


- Ⓐ treillis soudé ou acier façonné avec filants de montage, à mettre en place sur chantier  
la section de ces armatures est égale à la section des armatures horizontales disposée dans le MCI

17. Solutions encastrées

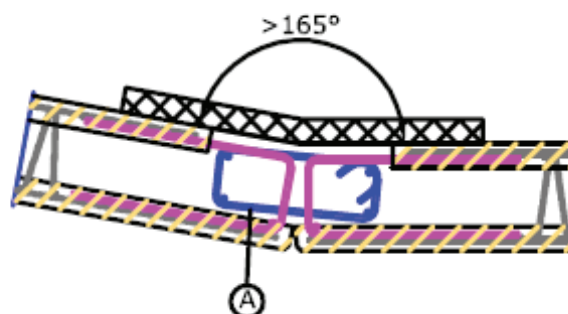
Détail 17.1:

configuration réservée au cas du MCI posé avant réalisation du support



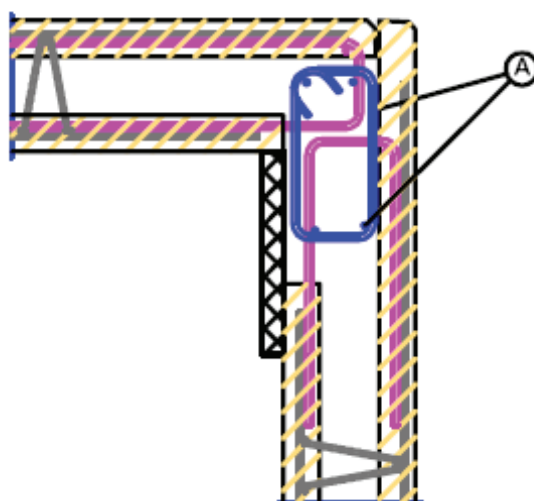
Détail 17.2:

solution particulière pour les angles supérieurs à 165°



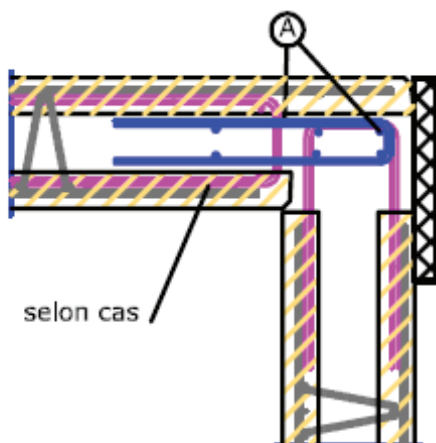
Détail 17.3:

solution avec coffrage de la face intérieure sur chantier, compatible avec ou sans aciers en attente



Détail 17.4:

solution avec coffrage d'une face extérieure sur chantier, compatible avec ou sans aciers en attente

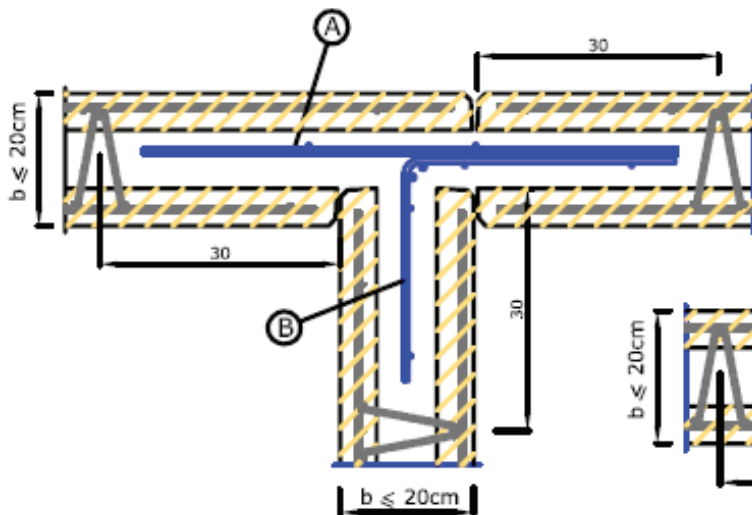


Ⓐ aciers à mettre en place sur chantier

18. Solutions articulées avec chaînage 1 ou 2 filants

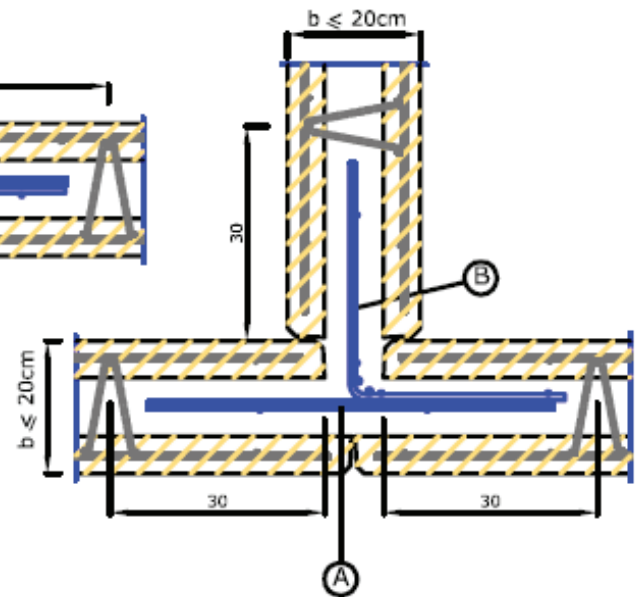
Détail 18.1:

1+1 lits d'armatures horizontales, parois croisées



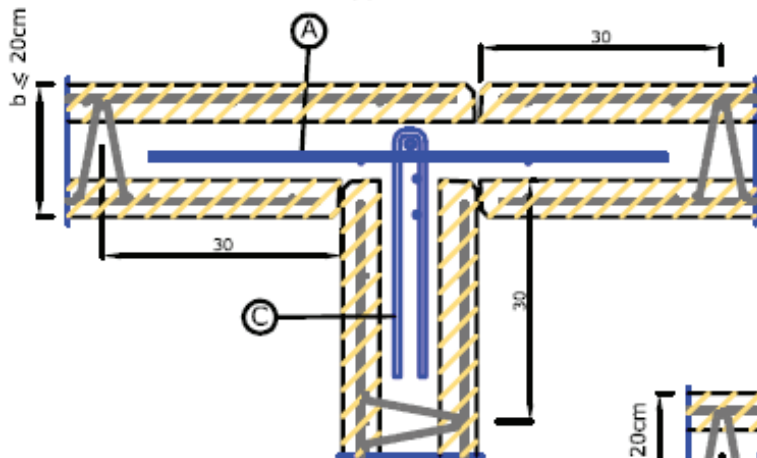
Détail 18.2:

1+1 lits d'armatures horizontales, parois décroisées



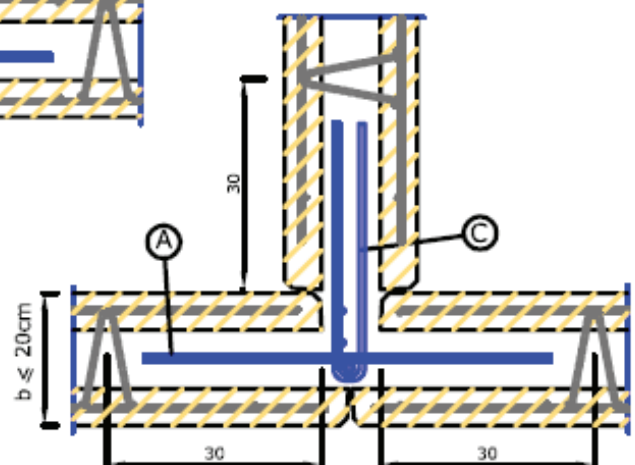
Détail 18.3:

1+2 lits d'armatures horizontales, parois croisées



Détail 18.4:

1+2 lits d'armatures horizontales, parois décroisées

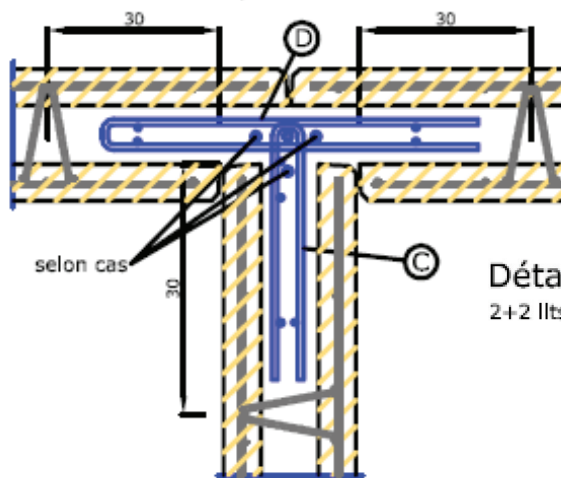


(A) (B) (C) aciers à mettre en place sur chantier

19. Solutions articulées avec chaînage 4 filants

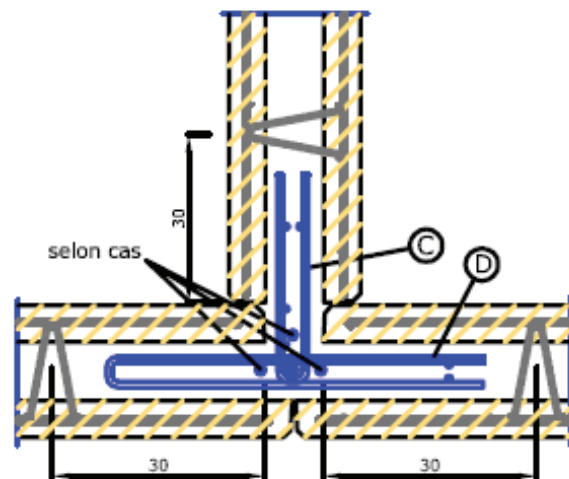
Détail 19.1:

2+2 lits d'armatures horizontales, parois croisées



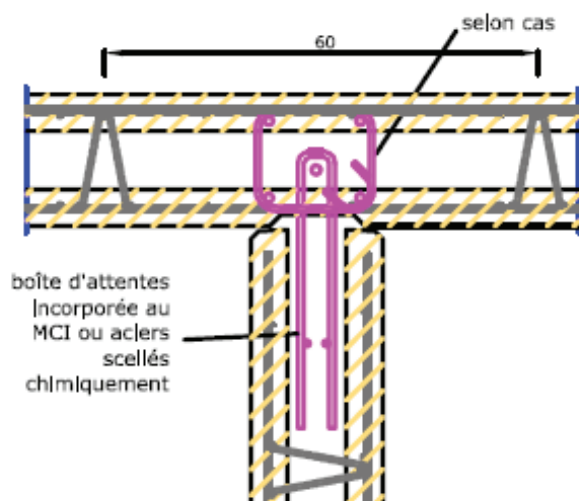
Détail 19.2:

2+2 lits d'armatures horizontales, parois décroisées



Détail 19.3:

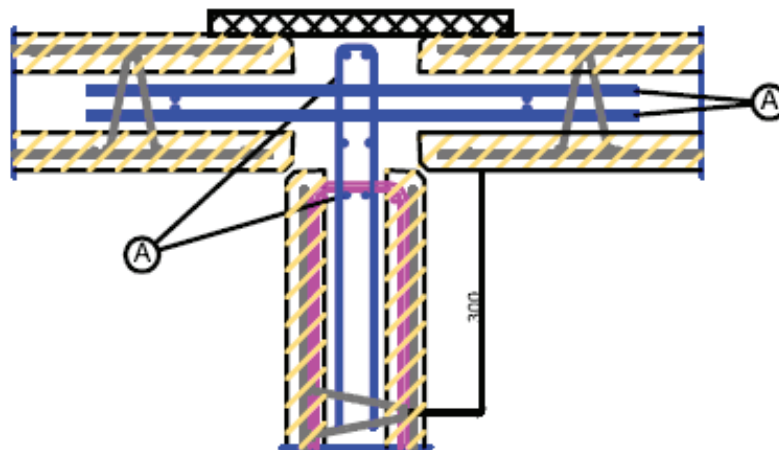
liaison avec boîte d'attentes



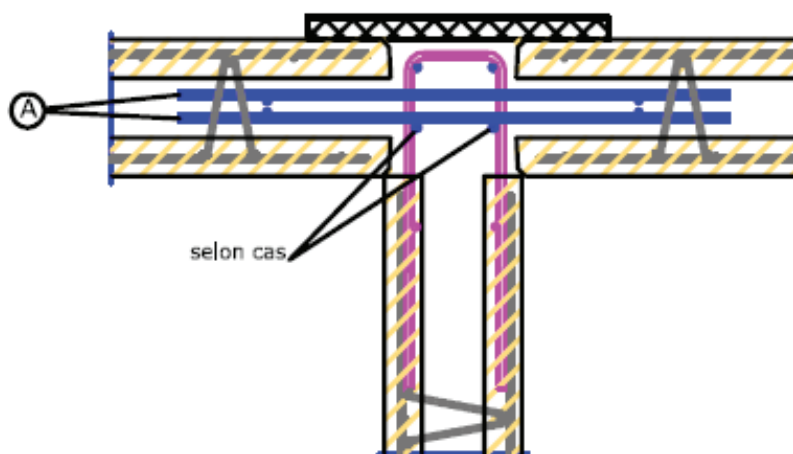
© ® aciers à mettre en place sur chantier



Détail 20.1:

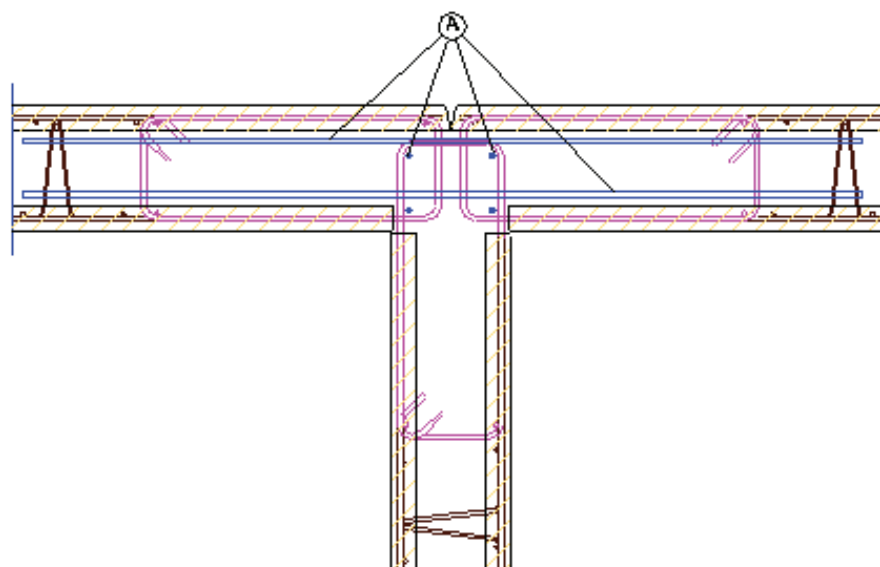


Détail 20.2:



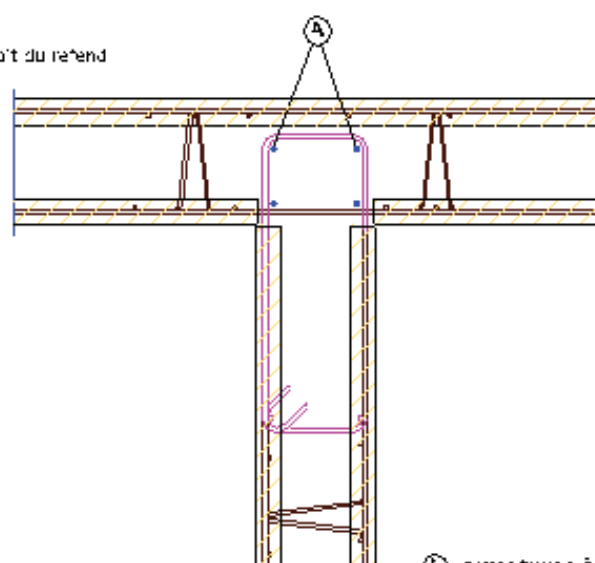
Détail 20.3:

cas avec joint au droit du refend.



Détail 20.4:

cas sans joint au droit du refend



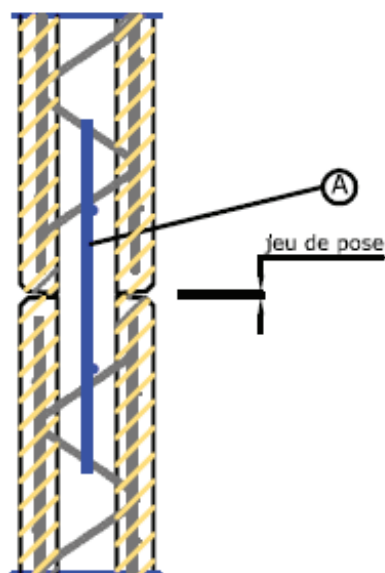
Ⓐ armatures à mettre en place sur chantier

solutions non compatibles avec des armatures en attente

21. Solutions articulées

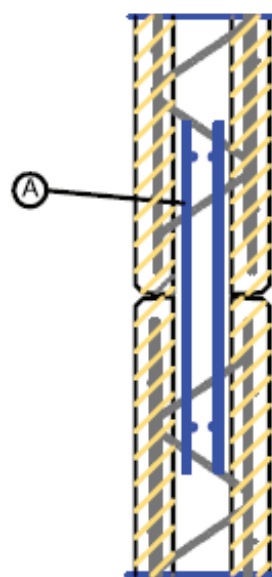
Détail 21.1:

1 lit d'armatures verticales



Détail 21.2:

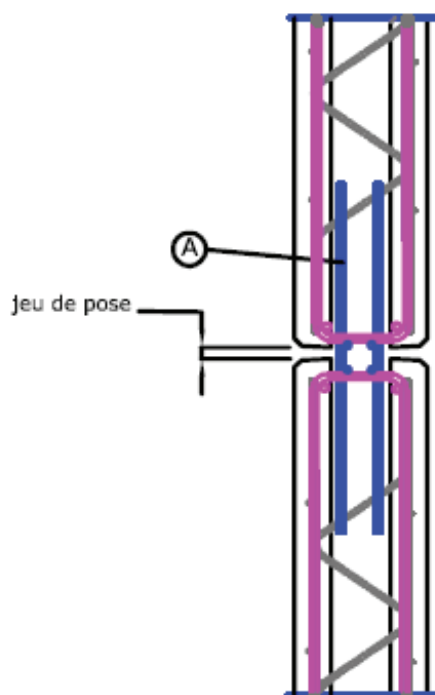
2 lits d'armatures verticales



Ⓐ aciers à mettre en place sur chantier

22. Solutions encastrées

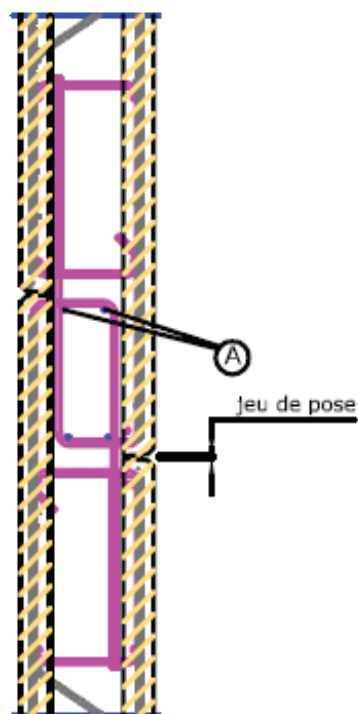
Détail 22.1:  
2 lits d'armatures verticales\*



un soin particulier devra être apporté au remplissage des joints de calage en pied et à la mise en place d'un système empêchant les fuites de laitance (bataing par exemple), gage du bon fonctionnement de l'encastrement

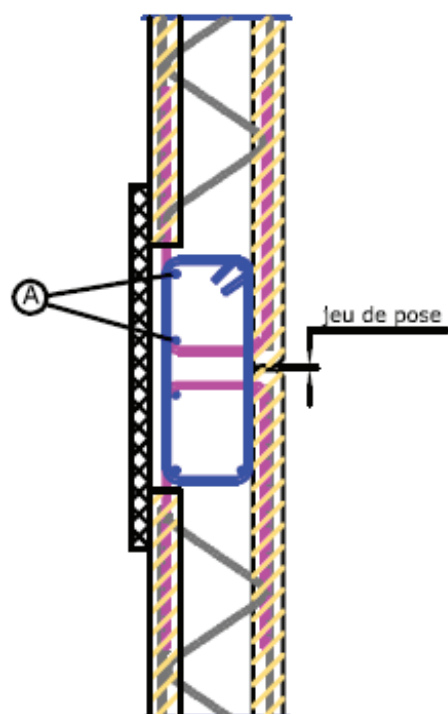
Ⓐ aciers à mettre en place sur chantier

Détail 22.3:  
solution avec décalage des deux parois



Ⓐ aciers à mettre en place sur chantier

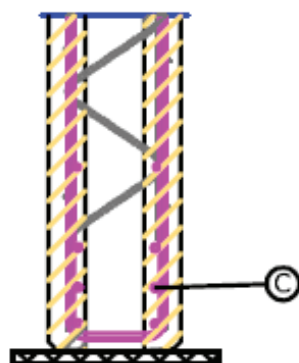
Détail 22.4:  
solution avec coffrage d'une face sur chantier



23. Poutres-cloisons sans plancher inférieur suspendu

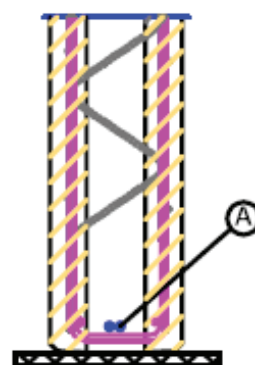
Détail 23.1:

Tirant Intégré au MCI dans les deux parois sans joint vertical



Détail 23.2:

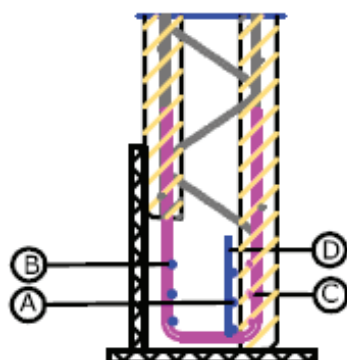
Tirant Intégré au MCI avec joint vertical (\*) et sans décalage de parois



Ⓐ éclisses au droit des joints verticaux

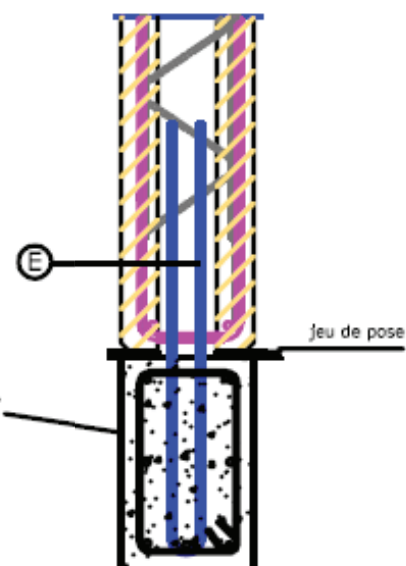
Détail 23.3:

Tirant Intégré au MCI avec joint vertical (\*) et décalage de parois



Détail 23.4:

Tirant réalisé sur chantier



Poutre réalisée sur chantier

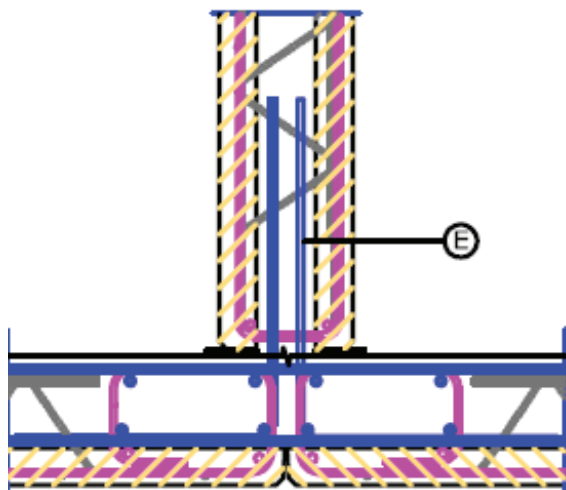
- Ⓐ éclisses au droit des joints verticaux
- Ⓑ armatures du tirant mises en oeuvre sur chantier, toute longueur
- Ⓒ armatures du tirant intégrées dans la paroi
- Ⓓ acier de montage
- Ⓔ armatures verticales en attente

\* Dans le cas de présence de joint vertical, les assemblages sont effectués conformément aux détails de liaison verticale droite

24. Poutres-cloisons avec plancher inférieur suspendu

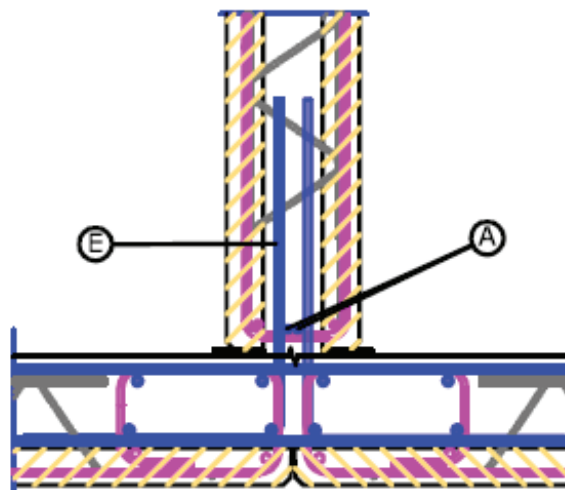
Détail 24.1:

Tirant Intégré dans le plancher Inférieur



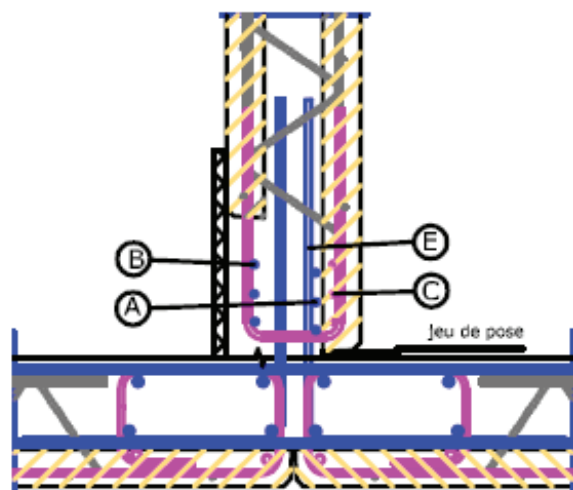
Détail 24.2:

Tirant Intégré dans le plancher Inférieur et le MCI avec ou sans joint vertical (\*) et sans décalage de parois



Détail 28.3:

Tirant Intégré dans le plancher Inférieur et le MCI avec joint vertical (\*) et sans décalage de parois



- (A) éclisses au droit des joints verticaux
- (B) armatures du tirant mises en oeuvre sur chantier, toute longueur
- (C) armatures du tirant Intégrées dans la paroi
- (E) armatures verticales et de suspente en attente

\* Dans le cas de présence de joint vertical, les assemblages sont effectués conformément aux détails de liaison verticale droite



---

**SIÈGE SOCIAL**

84, AVENUE JEAN JAURÈS | CHAMPS-SUR-MARNE | 77447 MARNE-LA-VALLÉE CEDEX 2  
TÉL. (33) 01 64 68 82 82 | FAX (33) 01 60 05 70 37 | [www.cstb.fr](http://www.cstb.fr)



---

**CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DU BÂTIMENT** | MARNE-LA-VALLÉE | PARIS | GRENOBLE | NANTES | SOPHIA ANTIPOLIS